

1er Simposio Internacional sobre

Estabilización de Explanadas y Reciclado In Situ de Firmes con Cemento

First International Symposium on

Subgrade Stabilisation and In Situ Pavement Recycling using Cement

Salamanca (España)
1 al 4 de Octubre de 2001

Patrocinado por / Sponsored by

MINISTERIO DE FOMENTO

Junta de Castilla y León

Colaboran en CD / CD Supported by

OBRAS HERGON S.A

FIRMES ECOLÓGICOS SOLTEC

Organizado por / Organized by

IECA

ASOCIACION ESPAÑOLA DE LA CARRETERA

ATC ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS



1er Simposio Internacional sobre

Estabilización de Explanadas y Reciclado In Situ de Firmes con Cemento

First International Symposium on

Subgrade Stabilisation and In Situ Pavement Recycling using Cement

Salamanca (España)
1 al 4 de Octubre de 2001

Subvencionado por el Ministerio de Fomento



Edita:
Asociación Española de la Carretera AEC
Calle Goya 23
28001 Madrid

Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones IECA
Calle José Abascal 53
28003 Madrid

Diseño y Gestión Editorial:
DeBuks

ISBN:
Obra completa 84-89875-27-8
Primer tomo 84-89875-28-6
Segundo tomo 84-89875-29-4

Depósito Legal: M-41.549-2001

Organizado por / Organized by

IECA

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE LA CARRETERA

ATC ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS

Patrocinado por / Sponsored by

MINISTERIO DE FOMENTO

Junta de Castilla y León
(Spain)

Con la colaboración de / Supported by

API conservación

CGS

CIMbéton

CONSERVACIÓN VIALES, S.A.

Dragados Obras y Proyectos

EMSA

FCC CONSTRUCCION, S.A.

GECOCSA

PAS Pavimentos Asfálticos Salamanca, S.L.

Probisa

FIRMES ECOLÓGICOS SOLTEC

OBRAS HERGON, S.A.

Con los auspicios de / Under the auspices of

AIPCR
PIARC
PERMANENT INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ROAD CONGRESS

CEMBUREAU
EUROPEAN CEMENT ASSOCIATION

FICEM
INTERAMERICAN CEMENT FEDERATION

IRF
INTERNATIONAL ROAD FEDERATION

SUMARIO / INDEX

CONFERENCIAS ESPECIALES

17 La técnica de estabilización de explanadas
(C. Kraemer, España)

27 The French Technical Guide on soil stabilisation with lime an hydraulic binders
(J.F. Corté, France)

41 The importance of stabilisation procedures history and current practise in Germany
(E. Neussner, Germany)

61 La técnica del reciclado de firmes con cemento
(C. Jofré, España)

89 Experiences gained from ten years of pavement rehabilitation by in situ recycling with cement and combinations of cement/bituminous stabilising
(D.C. Collings, Republic of South Africa)

105 Australian experience on subgrade stabilisation and pavement recycling
(G. Vorobieff, Australia)

133 State of the art in situ subgrade stabilisation and pavement recycling with cement in Spain
(J. Díaz Minguela, Spain)

PONENCIAS Y COMUNICACIONES

SESIÓN 1

165 ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS: ASPECTOS GENERALES. ESTUDIOS. NORMATIVA
SUBGRADE STABILISATION: GENERAL TOPICS. STUDIES. STANDARDS:
Sommer, H. (Austria)

171 Suelos estabilizados in situ con cemento. Criterios para la formación de explanadas y futuras prescripciones técnicas de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento
Bartolomé, C.; Gómez Álvarez, M. (España)

185 Auscultación de suelos estabilizados in situ con cemento
De Hita, J.; Sánchez Domínguez, F. (España)

201 Long-term behaviour, environmental load and financial consequences of stabilised hazardous wastes used as sub-base materials
Felix, F.; Fraaij, A.; Hendriks, Ch. (Netherlands)

215 A study of the hydraulic products formation in stabilised clay soils containing fly ash and cements
Kasselouri–Rigopoulou, V.; Kolias, S.; Katsoulis, J.; Karabalios, A. (Greece)

225 Mechanical properties of soil stabilisation with high-calcium fly ash and cement
Kolias, S.; Karahalios,AT. (Greece)

241 Soil modification using cement at a Swedish airport
Lindh, P.; Hartlén, J.; Andersson, R. (Sweden)

255 Test method to evaluate frost performance and frost heave of a stabilised soil
Lindh, P.; Hermansson, Å. (Sweden)

271 Control of treated subgrades with a new continuous method to assess the modulus
Quibel, A.; Havard, H.; Bisson, D. (France)

279 Estudio de adherencia entre capas de firme estabilizadas y recicladas con cemento
Rodríguez Vidal, M.; Jiménez Iglesias, J.R.; García García, R.; Bezanilla Ruiz, J. (España)

SESIÓN 2

295 ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS: APLICACIONES
SUBGRADE STABILISATION: APPLICATIONS : Del Val, M.A.
(España)

301 The double soil treatment with lime and hydraulic binder: Use of an only binder
Bense, P.; Fondain, G.; Soufflet, J.P.; Vécoven, J. (France)

315 Estabilización de la explanada con cemento en la duplicación de calzada de algunas carreteras en la Comunidad de Madrid
Del Amo, E.; Navarro, J.M. (España)

331 Estabilización de explanadas con cal y cemento en el aeropuerto Charles De Gaulle (París)
Fernández Cuenca, J.A. (España)

343 Estabilización de explanadas: Análisis comparativo de la aplicación de diversas técnicas y conglomerantes a través de las experiencias en obras
García Santiago, J.L.; Valdés, P. (España)

353 Longterm experience with a motorway pavement made from cohesive material by means of lime and cement stabilisation
Goriupp, H.; Sommer, H. (Austria)

359 Autovía del noroeste. Tramo Manzanal del Puerto-San Román de Bembibre, Estabilización de la explanada con cemento
Navarro, J.M. (España)

371 Factores que determinan el rendimiento de la estabilización con cemento por vía húmeda
Orejas, R. (España)

SESIÓN 3

1159 ESTABILIZACIÓN: OTRAS APLICACIONES: (Ver anexo)
STABILISATION: OTHER APPLICATIONS: Pinelo, A. (Portugal)

383 Silts treated for low-volume base courses
Abdo, J. (France)

399 Estudio comparativo del empleo de los residuos de azucarera denominados "espumas de cal" frente a la cal en la mejora y estabilización de suelos
Acosta, A. (España)

411 Estabilización de suelos con escorias de acería y cemento
Barra, M.; Vázquez, E.; Antomil, M. (España)

427 In situ stabilisation of natural material as pavement layers: Experience in Southern Africa
Calitz, J.; Van Wijk, A.J. (Republic of South Africa)

441 Lime and cement treated silt-use in foundation and base courses for roads of Normandy (France)
Colombel, J.H.; Valeux, J.C. (France)

457 Diferentes experiencias de estabilización y reciclado en la Comunidad de Extremadura
Espinosa, J.M., Luque, J. (España)

465 Mass stabilisation of subgrade for road construction
Jelisic, N.; Leppänen, M. (Sweden)

471 Road construction in Qeshm Island in Persian Gulf by using locally available materials
Kavussi, A.; Atabaki, M.A. (Iran)

479 Subgrade stabilisation with lime and base strengthening with cement-foam bitumen, a case study in Assaoluyeh airport in Iran
Kavussi, A. ; Atabaki, M.A. (Iran)

493 Oil stabilisation during construction of the new high speed train link between Cologne and Frankfurt (Germany)
Marquardt, A. (Germany)

503 Estabilización de sepiolita con cal
Olalla, C.; González Garzón, M. (España)

519 Ejemplos del uso de la cal en la mejora y estabilización de suelos en España
Sampedro, A. (España)

531 Small-scale recycling of plastic soils for trench fills using lime and/or cement treatment
Van der Kerkhof, E. (Belgium)

545 The treatment of chalks. Case of a road site in France
Vécoven, J ; Gandille, D. ; Soufflet, J.P. (France)

Volumen 2

SESIÓN 4

563 RECICLADO DE FIRMES CON CEMENTO: ASPECTOS GENERALES
RECYCLING PAVEMENTS WITH CEMENT: GENERAL TOPICS:
Abdo, J. (France)

581 Reciclado in situ con cemento. Futuras prescripciones técnicas de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento
Bartolomé, C.; Gómez Álvarez, M. (España)

593 Un criterio racional para la optimización del reciclado en frío de pavimentos asfálticos en profundidad total
Carbó, C.; Fernández Luco, L. (Argentina)

609 Numerical modelling of the development of shrinkage stresses in chemically stabilised pavement materials
Chakrabarti, S.; Kodikara, J. (Australia)

625 Structural maintenance of pavements using a deep cold in situ recycling technique
Dudgeon, R.P.; Ellis, S.J.; Carswell, I. (United Kingdom)

639 The design and performance of cement stabilised bases constructed using the slurry mix process
Fort, J.P.; Rowe, G. (United States)

659 Mechanical properties of flexible pavement materials recycled with cement
Kolias, S.; Katsakou, M.; Kaloidas, V. (Greece)

675 Cement stabilisation of milled asphalt concrete surface
Ruenkrairergsa, T. (Thailand)

687 Strength and durability requirements for cement-stabilised materials
Sommer, H. (Austria)

695 Technical guidelines for in situ recycling of base course in Japan
Yoshida, T.; Noda, E. (Japan)

SESIÓN 5

711 RECICLADO DE FIRMES CON CEMENTO: ESTUDIOS Y EVALUACIÓN
RECYCLING PAVEMENTS WITH CEMENT: STUDIES AND EVALUATION:
De Beer, M, (Republic of South Africa)

717 X-ray diffraction method for studying cement-modified bitumen-emulsion mixtures in asphalt pavement cold recycling
Giuliani, F. (Italy)

729 Fatigue characterisation of recycled asphalt stabilised with bitumen-emulsion and cement
Houben, L.J.M. (Netherlands)

745 Application of cement and asphalt emulsion to in situ recycling base course method
Kanno, Y.; Kurokawa, T.; Marushima, T. (Japan)

759 A special hydraulic road binder for heavily contaminated tar-bound materials
Koubowetz, F.; Kufstein (Austria)

769 Experiencias con reciclados mixtos emulsión bituminosa - cemento
Potti, J.J. (España)

781 In situ pavement recycling using cement and bitumen combined as binder: Strength parameters and long-term performance
Rossberg, K. (Germany)

797 The viability of a cement-emulsion treated calcrete gravel base in comparison with a crushed stone base
Semmelink, C.J.; Hughes, M.R.; Botha, P.B. (Republic of South Africa)

813 The influence of Portland cement on the cold-mix asphalt recycling
Simone, A.; Bonini, A.; Sangiorgi, C. (Italy)

829 Conceptual performance model for deep in situ recycled pavements with cement bitumen additives
Steyn, W; Sadzik, E; Semmelink, C.J. (Republic of South Africa)

845 Stabilisation of cinder with cement and foamed bitumen and its use as (sub)base for roads
Van de Ven, M.F.C. (Netherlands)

SESIÓN 6

863 RECICLADO CON CEMENTO: CONSTRUCCIÓN, APLICACIONES EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS
RECYCLING WITH CEMENT: CONSTRUCTION. APPLICATIONS IN HIGHWAYS AND AIRPORTS: Bartolomé, C. (España)

875 Reciclado del firme en varios tramos de la carretera estatal N-630 en la provincia de Cáceres (España)
Blanco, J.M. (España)

891 Methods for metering and integrating cement in the in situ recycling technology
Bonvallet, J. ; Cipriani, A. (Italy)

901 In-service performance of full-scale trials incorporating the pre-cracked cement bound materials in the UK
Ellis, S.J.; Dudgeon, R.P. (United Kingdom)

917 In situ recycling with cement: The Belgian experience
Jasienski, A. ; Rens, L. (Belgium)

931 Comparisons between in situ recycling with cement and foamed bitumen or emulsion on Vanguard Drive in South Africa
Jenkins, K.J.; Van de Ven, M.F.C (Republic of South Africa)

947 Equipos para la ejecución de obras de estabilización y de reciclado con cemento
Jofré, C. (España)

963 Análisis de costes de las unidades de reciclado y estabilizado in situ con cemento
López- Bachiller, M. (España)

977 Cold recycling experience in Iran (a case study)
Moghadas, F. (Iran)

985 Active Joints: A pre-cracking process
Roffe, J.C. (France)

991 K-mould evaluation of crushed stone layer from an airport taxilane treated with cement, cement and foamed bitumen or cement and bitumen emulsion.
Semmelink, C.J.; Liebenberg, J.J.E.; Botha, P.B. (Republic of South Africa)

1007 Pre-cracking road bases by using a cutting disc and a special hydraulic road binder
Sommer, H. ; Pichler, R. (Austria)

1015 The experience with cold recycling in Czech Republic
Stehlik, D.; Varaus, M.; Kudrna, J. (Czech Republic)

SESIÓN 7

1025 RECICLADO CON CEMENTO: CONSTRUCCIÓN, APLICACIONES EN VÍAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁFICO
RECYCLING WITH CEMENT: CONSTRUCTION. APPLICATIONS IN LOW VOLUME ROADS:
Ruiz Rubio, A. (Spain)

1033 Experiencias en el reciclado de firmes con cemento en la red provincial de Córdoba (España)
Cañadas, A.; Dugo, L.;. (España)

1057 An overview of stabilisation methods and performance of local government roads in Australia
Chakrabarti, S.; Kodikara, J.; Pardo, L. (Australia)

1073 Reciclado in situ con cemento. Experiencia en Teruel (España)
Hombrados, R. (España)

1083 Reciclado con cemento de una carretera de montaña en Alicante (España)
Medina, A. (España)

1101 Experiencias en el reciclado in situ de firmes con cemento en carreteras regionales de Castilla y León (España)
Ozarín, T.; Ruiz, P.; Cerdeño, R.; Gallo, J.A.. (España)

1115 Experiencias en el reciclado con cemento de vías de baja intensidad de tráfico en Jaén (España)
Pérez de la Torre, A.M. (España)

1127 Reciclado in situ de firmes con cemento: experiencias en dos carreteras locales de Castilla y León (España)
Santos, J. (España)

1141 El reciclado con cemento en las vías de baja intensidad de tráfico. Aplicación a la red de carreteras de la Junta de Castilla y León (España)
Solís, L.A.; Díaz Minguela, J. (España)

Anexo:

1157 Stabilisation: Other applications
António Pinelo (Portugal)

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

LA TÉCNICA DE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS

THE SUBGRADE STABILISATION TECHNIQUE

C. Kraemer
Catedrático de Caminos y Aeropuertos
Departamento de Transportes
Universidad Politécnica de Valencia
Camino de Vera s/n
46022 –Valencia (España)
ckraemer@tra.upv.es

RESUMEN

Se tratan brevemente los aspectos esenciales de la técnica como una introducción al Simposio. Las actuales necesidades funcionales, económicas y ecológicas en la construcción de infraestructuras determinan un mayor uso de los suelos estabilizados. Permiten el aprovechamiento de materiales locales y el ahorro de materiales naturales de calidad, cada vez más escasos, un diseño de firme más económico y duradero, y una ejecución con elevados rendimientos, menos dependiente de las condiciones de los suelos y de la climatología.

Pueden obtenerse así unos cimientos de firmes de mayor capacidad de soporte, tanto para el tráfico de obra como en servicio, insensibles al agua y eventualmente a la helada. Por haber sido utilizados desde la Antigüedad y de forma generalizada desde 1950 en todo el mundo, se ha constatado su buen comportamiento general a largo plazo.

Se describen los diferentes agentes estabilizadores y sus efectos sobre los suelos. Los estudios previos permiten su selección y dotación en función del tipo de suelo y de su estado hídrico, así como de su disponibilidad y coste. En función de los objetivos, se diferencia entre suelos mejorados y suelos estabilizados propiamente dichos, y se comentan varios aspectos relativos al proyecto estructural, ejecución y control de calidad de las capas estabilizadas.

ABSTRACT

As an introduction to the Symposium, the essential features of the technique are briefly considered. The present functional, economic and environmental needs in the construction of infrastructures, determine a larger use of soil stabilisation. It allows the treatment of local materials with savings of quality natural resources, increasingly scarcer, a more cost effective and durable pavement structure, as well as a construction process with higher outputs, and less dependent of the soil condition and the climate.

Capping layers and foundations with higher load-bearing capacity, for construction as well as in service traffic, insensitive to water and eventually frost resistant, are thus obtained. Being employed since the Ancient times and worldwide extensively from 1950 on, their high long-term performance has been generally proven.

The various binders and their effects on the soils are described. Preliminary studies and laboratory tests allow the selection and proportioning of the stabilising agent depending of the soil type and its moisture content. Availability and cost are also taken into account. Depending on the objectives, a distinction is made between modified and bound materials. Consideration is given to some aspects regarding structural design, construction procedures and quality control.

PALABRAS CLAVE

estabilización, suelos, productos estabilizadores, explanadas

KEY WORDS

stabilisation, soils, stabilising agents, subgrades

1. PROPÓSITO

Esta introducción general a uno de los dos temas principales de este Simposio sólo pretende recordar brevemente algunos aspectos esenciales de la técnica y sus posibilidades prácticas actuales, antes de abordar las Sesiones correspondientes.

2. DESARROLLO HISTORÍCO

Desde los albores de la historia, el hombre ya utiliza la cal y otros conglomerantes puzolánicos naturales para la estabilización de suelos cohesivos en diferentes obras públicas. Primero en China (pirámides de Shaanxi hace unos 5 000 años) e India, y después durante el Imperio Romano en vías de comunicación y obras hidráulicas. En el sigo XIX se realizan grandes avances en la producción de los conglomerantes y aglomerantes, y en los procedimientos constructivos. El desarrollo de nuevas redes viarias tanto en USA como en Europa para vehículos automóviles durante el periodo 1900-1930, propicia una serie de experimentos que muestran claramente las posibilidades de aprovechamiento de los suelos existentes, modificados en mayor o menor grado por la adición de alguno de estos productos, y la subsiguiente mezcla y compactación.

El desarrollo tecnológico en el que nos encontramos actualmente, tiene sin embargo una decisiva primera fase en el periodo 1930-1950. Para ello fueron necesarios muchos estudios de laboratorio para definir unos métodos de ensayo y observar la incidencia de las diferentes variables que intervienen en los resultados. La gran variabilidad de los suelos naturales constituía un reto adicional. Hubo que construir y seguir el comportamiento (con frecuencia decepcionante) de muchos tramos de ensayo, hasta llegar a sistematizar el diseño, definir la ejecución más adecuada con una maquinaria en constante desarrollo y finalmente establecer unas primeras especificaciones técnicas.

Fueron pioneros en este periodo los Estados Unidos (hay que destacar la labor de la Portland Cement Association) y algunos países europeos. Las necesidades militares de la 2ª Guerra Mundial, particularmente en la construcción rápida de aeropuertos, propiciaron más avances técnicos y una extensión del uso de los suelos estabilizados en muchos países envueltos en el conflicto.

En los años 50, con la reconstrucción e iniciación de importantes infraestructuras de transporte, se inicia una segunda fase en la que la estabilización de suelos en ya una técnica moderna establecida, conocida y empleada en competencia con el empleo de suelos granulares con pocos finos, de plasticidad reducida, que no requieren ningún agente estabilizador. También se extiende su uso a vías secundarias y de baja intensidad de tráfico.

Desde mediados de los años 70 y hasta la fecha, las circunstancias cambian considerablemente, tanto por la acuciante protección del medio ambiente, como por el encarecimiento de la energía, la agresividad creciente del tráfico pesado y la necesidad de explanadas de mayor capacidad de soporte y de mayor fiabilidad para la construcción. Más adelante se analizan estos factores.

El uso de las estabilizaciones de suelos va generalizándose, con la irrupción de las modernas máquinas estabilizadoras-recicladoras de gran potencia, rendimiento, profundidad de

tratamiento y mezcla en una pasada, junto a las nuevas distribuidoras del producto estabilizador y los pesados compactadores por vibración, revolucionan la construcción.

En esta tercera fase es necesario replantearse y poner al día los diseños del cimiento de los firmes por su incidencia en el comportamiento a largo plazo y en los costes globales. Los suelos estabilizados ofrecen ya unas posibilidades de ejecución menos dependientes de la climatología, facilitan la puesta en obra de las capas del firme y, en suma, reducen los riesgos que pueden mermar la calidad deseada.

3. NECESIDADES ACTUALES

Se examinan ahora varias circunstancias que actualmente determinan un mayor uso de los suelos estabilizados.

1. La demanda social de un transporte de calidad (por carretera, aéreo ferroviario, etc.) requiere una mayor durabilidad de los materiales y estructuras de firme bajo un tráfico pesado, cuyo crecimiento e intensidad no ha alcanzado aún techo. Las intervenciones para el mantenimiento y rehabilitación de las infraestructuras deben reducirse aún más (recuérdese el antiguo objetivo americano del "zero-maintenance"en carreteras),y en general dedicarse a asegurar la funcionalidad de la infraestructura, es decir, a restaurar las características superficiales. La estabilidad del cimiento debe estar garantizada a largo plazo (no es exagerado pensar en 100 años), al abrigo de incidencias relacionadas con el drenaje, postcompactaciones diferenciales, etc. Que "una carretera vale lo que su cimiento" es un dicho ya aceptado por todos. Para ello se precisa una elevada capacidad de soporte, insensible a los agentes atmosféricos.

2. La protección del medio ambiente impone grandes limitaciones a préstamos y vertederos, lo que significa un empleo en los rellenos prioritario de suelos y rocas locales procedentes de los desmontes, buscando un equilibrio del movimiento de tierras. Por otra parte hay una presión creciente para la utilización de subproductos industriales, desechos mineros, suelos contaminados, etc.

3. Una reducción del espesor total de firme, sin merma de su durabilidad, contribuye a un ahorro de áridos de calidad y del ligante necesario.

4. El coste actual del combustible, se traduce en un encarecimiento del transporte de tierras. En muchos casos, el aprovechamiento de los suelos locales mediante estabilización compensa el coste del producto estabilizador.

5. La economía de la ejecución requiere unos plazos lo más reducidos posibles, es decir, elevados rendimientos de la maquinaria y del procedimiento constructivo. Las explanadas deben poder abrirse lo antes posible al tráfico de obra, sin erosiones superficiales y manteniendo una buena regularidad y nivelación.

4. AGENTES ESTABILIZADORES. EFECTOS SOBRE LOS SUELOS E IDONEIDAD

Actualmente se dispone de una amplia gama de productos para la estabilización de suelos:

- Cales aéreas, en forma de cal viva, cal hidratada o lechada de cal. Tanto la cal viva como la cal hidratada son adecuadas para tratar suelos húmedos. La primera es más eficaz, requiere mayores precauciones en el manejo y por su granulometría da menores problemas de polvo con el viento. La cal hidratada, por su parte, se dispersa incluso con vientos flojos. En zonas urbanas y áreas ventosas la lechada de cal evita este problema y permite una distribución más precisa. Su empleo requiere un suelo con una humedad natural inferior a la óptima de compactación y una dosificación no muy elevada.

- Conglomerantes hidráulicos que pueden usarse tanto en polvo, como en forma de lechada. Se trata fundamentalmente de cementos con adiciones, incluso en proporciones importantes, de puzolanas naturales, cenizas volantes y escorias granuladas. Estos conglomerantes puzolánicos, que llegan a combinarse a veces en mezclas con poco (e incluso sin) contenido de clinker, se emplean en algunos países como cementos especiales.

- Ligantes hidrocarbonados en forma de emulsiones bituminosas o espuma de betún, que por su coste son hoy más indicados para reciclados de firmes.

- Algunos productos químicos que son subproductos industriales o están sujetos a patentes.

Estos productos pueden usarse solos, en combinación (a veces de origen porque ya están combinados) o en tratamientos sucesivos.

Los cementos, al fraguar e hidratarse los silicatos y aluminatos cálcicos anhidros, producen uniones entre las partículas del suelo, disminuyendo su sensibilidad al agua y, en función del contenido de cemento, pueden aumentar considerablemente la resistencia a la deformación del suelo estabilizado y hasta ofrecer una significativa resistencia a la tracción. Son adecuados para tratar tanto los suelos granulares, salvo quizá los suelos muy uniformes, como los suelos de grano fino, salvo que sean muy plásticos y /o húmedos. En este caso puede ser conveniente un tratamiento previo con cal o su estabilización con cal.

Las cales aéreas producen al mezclarse con un suelo fino arcilloso una reacción rápida de floculación e intercambio iónico, con formación de grumos friables. Con una pequeña adición de cal, el aspecto del suelo pasa a ser “granular”, más homogéneo y fácil de manejar. Las reacciones químicas modifican la plasticidad del suelo, mejoran su compactibilidad y aumentan su capacidad de soporte.

Después se inicia una reacción puzolánica muy lenta, dependiente de la temperatura, con formación de silicatos y aluminatos cálcicos hidratados. La resistencia mecánica va aumentando con el tiempo y la temperatura, conforme estos compuestos químicos van formando puentes de unión entre las partículas del suelo. Estas reacciones dependen del contenido de puzolanas naturales del suelo.

Con suelos arcillosos de plasticidad elevada, particularmente con humedades naturales superiores a la óptima, lo idóneo es el tratamiento con cal. Con cal viva se reduce algo la humedad y aumenta la humedad óptima de compactación, lo que permite su puesta en obra. La resistencia mecánica a largo plazo es función del tipo de suelo y puede ser insuficiente. En este caso una solución es el tratamiento doble, primero con cal y luego con cemento.

Los conglomerantes puzolánicos requieren normalmente la adición de cal, que actúa como catalizador de las reacciones químicas antes mencionadas.

Hay que señalar algunas limitaciones que afectan a la estabilización de los suelos con contenidos elevados de materia orgánica o de ciertas sales, como los sulfatos. En el primer caso puede llegar a detenerse la formación de los compuestos cementantes y en el segundo a las conocidas reacciones expansivas de la ettringita. Otras sales no dañinas como los carbonatos pueden favorecer a los conglomerantes hidráulicos.

En resumen, el tipo de suelo y su estado hídrico, las condiciones climáticas prevalentes y las prestaciones deseadas son los parámetros principales para seleccionar el agente más apropiado. En los casos dudosos, el estudio de laboratorio marcará las diferencias. La decisión final dependerá evidentemente también de los productos disponibles y de su coste.

5. ESTUDIOS PREVIOS

El estudio geotécnico de estos suelos (identificación, localización, cubicación) y de los aditivos disponibles, precederá a los estudios de laboratorio, que tienen por objeto definir el tipo de estabilización, el comportamiento del suelo natural y estabilizado en la compactación, y finalmente para determinar la fórmula de trabajo.

Conviene recordar que estos estudios requieren un cierto plazo para su realización, por lo que es conveniente iniciarlos cuanto antes para una primera orientación sobre los efectos del agente estabilizador sobre los suelos a tratar, y completarlos en su caso cuando sea posible hasta llegar a la dosificación necesaria.

La resistencia a compresión simple a 7 días del suelo tratado y compactado a la densidad mínima a exigir, es frecuentemente una referencia para el cumplimiento de las especificaciones. Es conveniente determinar también el índice de soporte inmediato y el plazo de manejabilidad, así como evaluar los efectos de las dispersiones del aditivo.

Cuando haya que contar con una congelación (combinada con una saturación) del suelo estabilizado en las primeras semanas tras la ejecución, hay que asegurar la estabilidad del material, particularmente si se emplea cal.

En obras importantes, cuando se desee comprobar analíticamente la contribución de las capas estabilizadas, será necesario determinar los parámetros mecánicos a diferentes edades, pues si no se tendrán que estimar a partir de experiencias similares anteriores.

Estos estudios finalizan inevitablemente con un análisis económico de las posibles soluciones técnicamente aceptables y de la selección de la más idónea.

6. GRADO DE ESTABILIZACIÓN Y EMPLEO

Según los objetivos de la estabilización de suelos, las especificaciones suelen distinguir entre diferentes materiales:

1. Los suelos mejorados se refieren generalmente a suelos de grano fino, plásticos y a veces con humedades naturales excesivas, que presentan dificultades de compactación, expansividad, sensibilidad al agua o a la helada, baja capacidad de soporte, etc. El agente estabilizador modifica sus características a corto y largo plazo de forma moderada, pasando a ser suelos utilizables, de baja rigidez. La cantidad necesaria de aditivo es función de la naturaleza y humedad del suelo: muy baja en los casos favorables y media en los más desfavorables.

   La limitada resistencia mecánica que se consigue condiciona su empleo en explanadas de firmes para tráficos medios o ligeros, o bien bajo una capa de explanada de mayor capacidad de soporte con tráfico pesado. Tienen también aplicación en rellenos con suelos cohesivos muy húmedos, que de otro modo no podrían utilizarse, así como en sitios especiales como trasdoses de obras de fábrica y relleno de zanjas.

2. Los suelos estabilizados propiamente dichos tienen en cambio una resistencia y rigidez apreciables. Si la fracción granular de los suelos tratados es importante, bastará un porcentaje moderado de aditivo para obtener un material insensible al agua, estable y capaz de resistir a largo plazo las deformaciones producida por el tráfico.

En este caso la contribución estructural de una capa estabilizada como apoyo del firme es notable, y a ello se debe su mayor empleo en explanadas de infraestructuras bajo tráfico pesado y en capas de firme de vías de baja intensidad de tráfico.

Los suelos granulares con finos y plasticidad limitados son excelentes materiales para la ejecución de capas de suelocemento en firmes semirrígidos para trafico pesado. Esta categoría superior de los suelos estabilizados requiere ya una mayor homogeneidad de la mezcla (todavía, en general, en central de fabricación) y una resistencia a la tracción más elevada.

En resumen, la tecnología actual y la experiencia acumulada permiten utilizar, los materiales necesarios en cada caso, siempre que el coste sea competitivo.

7. EL PROYECTO ESTRUCTURAL

Cada vez más, el proyecto estructural de los firmes sigue normas, guías o recomendaciones, que parten de unos materiales especificados y caracterizados aproximadamente por sus parámetros elásticos y leyes de fatiga. El cimiento, es decir, la parte superior de los rellenos o los fondos de los desmontes, zonas aún afectadas por las cargas de tráfico, el agua subterránea, o la helada en climas fríos, suele ya tenerse en cuenta junto con las capas del firme en los análisis tenso-deformacionales. De forma práctica, están con frecuencia definidos (tipo de material y espesor), según varias categorías de explanada.

En este contexto, los suelos estabilizados contribuyen en mayor o menor grado según su tipo a la capacidad general de soporte de la infraestructura, definida con frecuencia por un módulo mínimo deformación o compresibilidad obtenido por ensayos de carga con placa, de forma a sustituir generalmente con ventaja a las capas granulares tradicionales. Por otra parte los yacimientos de zahorras y arenas naturales van agotándose en muchas áreas, por lo que su aprovechamiento como áridos en las capas superiores del firme está justificado.

Hasta los años 90, en que empezó a emplearse con profusión la maquinaria actual, los espesores de las capas estabilizadas eran de sólo 15-25 cm. En las infraestructuras importantes se parte hoy de 25 cm, llegando en algunos casos a los 50 cm, siempre que se emplee una maquinaria potente y adecuada que asegure una densidad suficiente en el fondo de la capa.

Con estos espesores puede prescindirse de subbases, y considerar esta capa estabilizada como una de las fundamentales del paquete estructural, con repercusiones positivas en la reducción de los espesores de las bases y de la durabilidad del firme. Al constituir una excelente plataforma para el tráfico de obra y para la ejecución de las capas superiores, ello incide en el mismo sentido.

Por último hay que indicar que la fisuración natural de estas capas no suele preocupar, ni requerir una prefisuración, bien porque el espesor de firme es suficiente para impedir la reflexión a la superficie, o en otro caso (vías de baja intensidad de tráfico) por ser irrelevante.

8. LA EJECUCIÓN

En esencia, y sin contar la necesaria preparación del suelo en algunos casos, hay que :

- distribuir el aditivo
- humectar el suelo en caso necesario
- mezclar in situ
- compactar la capa
- nivelar
- curar y proteger superficialmente

Para estas operaciones, la maquinaria tradicional de hace unos 20 años va quedando relegada a obras pequeñas de menor importancia y caminos agrícolas. En las obras actuales, la maquinaria empleada ha aumentado notablemente su rendimiento, capacidad, precisión de trabajo y homogeneidad del producto final. Todo ello redunda en costes unitarios más reducidos y en una mayor calidad de la ejecución.

Hay que mencionar que la alcalinidad de cales, cementos y otros productos requiere unas medidas de protección de los operarios en obra. También hay que evitar la emisión en forma de polvo de estos aditivos en el entorno de la obra durante su manejo. Estos problemas suelen resolverse hoy satisfactoriamente.

Muchas ponencias de este Simposio dan cumplida información de la maquinaria empleada y del método de ejecución en diferentes obras relevantes realizadas en todo el mundo, con una diversidad de suelos y condiciones climáticas, por lo que no es necesario desarrollar más este aspecto fundamental. Únicamente hay que resaltar, por su incidencia en el empleo y

generalización de la técnica, las innovaciones y el esfuerzo aportados por las Empresas constructoras del sector, así como la creación en los últimos años de bastantes empresas especializadas, que trabajan como subcontratistas de obras en condiciones de dura competencia. Gracias a su experiencia y saber hacer, esta técnica ha alcanzado el buen nivel actual, con posibilidades de mejoras futuras.

9. CONTROL DE CALIDAD

Como en otras unidades de obra, es necesario un control continuo de los materiales y del proceso de ejecución, máxime por tratarse de suelos relativamente variables en porcentajes de finos, plasticidad y humedad, así como de dotaciones con frecuencia reducidas de aditivos. Brevemente los aspectos relevantes suelen ser :

- uniformidad de los suelos, grado de pulverización, tamaño máximo y humedad
- dotación y distribución del agente estabilizador
- uniformidad de la mezcla
- grado de compactación, con atención al fondo de la capa estabilizada y a la superficie
- nivelación de la capa y regularidad superficial
- curado, acabado y protección superficial
- espesor de la capa estabilizada

a los que hay que añadir los factores que afectan al proceso, como temperaturas, precipitaciones y viento durante la puesta en obra.

Por otra parte han de estimarse las resistencias mecánicas mediante probetas para confirmar que se cumplen las especificaciones y la capacidad de soporte obtenida mediante ensayos con placa o medidas de la deflexión.

Siempre que sea posible, la construcción de tramos de prueba permitirá un control de procedimiento, reduciendo sin merma de la calidad el control del producto terminado.

10. CONCLUSIÓN

Este rápido repaso del estado actual de la técnica de estabilización de suelos permite vislumbrar las ventajas que puede aportar a la construcción de explanadas de infraestructuras.

Se dispone hoy de mejores agentes estabilizadores, métodos de estudio en el laboratorio de los suelos tratados, maquinaria, métodos de ejecución y procedimientos de evaluación de la capa terminada.

Tras muchos años, el buen comportamiento de tantas obras en todo el mundo, realizadas en las condiciones de la época, hace esperar que las obras actuales y futuras tengan aún una mayor calidad a un coste competitivo.

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO DE FIRMES CON CEMENTO 1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001 SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT 1 TO 4 OCTOBER 2001 SALAMANCA (SPAIN)

LA GUÍA TÉCNICA FRANCESA SOBRE ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CAL Y CONGLOMERANTES HIDRÁULICOS

THE FRENCH TECHNICAL GUIDE ON SOIL STABILISATION WITH LIME AND HYDRAULIC BINDERS

Jean-François Corté
Directeur technique

Hervé Havard
Adjoint au Directeur technique Géotechnique

Michel Kergoët
Ingénieur au LRPC Est Parisien

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Route de Bouaye – BP 44341
Bouguenais Cédex (France)

RESUMEN

El objetivo de esta comunicación es proporcionar algunas informaciones sobre el contenido de la Guía Técnica “Tratamiento de suelos con cal y/o conglomerantes hidráulicos – Aplicación a la construcción de terraplenes y coronaciones de explanada “ (Traitement des sols à la chaux. et/ou aux liants hydrauliques – Application à la réalisation des remblais et des couches de forme), que fue publicada por el LCPC y el SETRA en enero de 2000.

Después de una breve introducción sobre el desarrollo histórico del tratamiento de suelos en Francia, se expone el contenido y estructura de la Guía. A continuación se describen la caracterización de los suelos para su tratamiento con conglomerantes hidráulicos y/o cal, las prescripciones sobre el tratamiento de suelos para la construcción de terraplenes y el tratamiento de suelos para coronaciones de explanada (estudios previos en laboratorio, prescripciones, maquinaria y técnicas de ejecución)

ABSTRACT

The aim of this paper is to provide information on the content of the technical guide “Treatment of soils with lime and/or hydraulic binders –Application to the construction of road embankments and capping layers” (Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – Application à la réalisation des remblais et des couches de forme), which was published by LCPC and SETRA in January 2000.

After a brief introduction about the historical development of soil treatment in France, the paper gives indications about the content and structure of the guide. Then, it covers, soil characterisation as regards stabilisation with hydraulic binders and/or lime, specifications regarding soil treatment for construction of road embankments, treatment of soil for capping layers (laboratory preliminary studies, specifications, equipment and techniques for construction),

PALABRAS CLAVE

Estabilización, suelo, terraplén, coronación de explanada, cemento, cal

KEY WORDS

Stabilisation, soil, embankment, capping layer, cement, lime

INTRODUCTION

The first tests of treatment of fine soils with quick-lime go back to the mid sixties. The technique expanded rapidly on occasion of the construction of new motorways such as A-13 and A-15 in Normandy. In this area where silts are available in large quantities, damp silts were treated with quick-lime for the construction of embankments and capping layers were built for the first time with silts treated with a combination of 1.5% of quicklime and 5% of cement. The reduction of the time allotted to the construction of conceeded motorways projects together with the need to enhance the value of local materials for environmental and cost reasons were strong incentives for the development of soil stabilisation. In particular, the necessity to find solutions allowing traffic of construction equipment under almost all weather conditions to meet construction time limits often led to strategies of systematic treatment of the sub-grade.

As indicated above, the first applications were mainly directed at the immediate improvement of the soil properties of soils having a too low consistency or being very sensitive to a variation in their moisture content. However, rapidly for the construction of motorways in particular, road engineers also looked for the use of soil stabilisation for the construction of capping layers. In addition to the reasons indicated above, that is: to provide a platform which would support traffic under all weather conditions and to take advantage of local materials, it was found that a net increase in stiffness on top of the capping layer could lead to a reduction of the thickness of the pavement structure itself. Optimisation of the design actually led to a significant benefit considering the overall cost of the projects.

The use of treated soils for capping layers was made only possible because of the parallel progress made by the corresponding earthwork pieces of equipment. Actually in this case, as it will be explained later in this paper, it is necessary to achieve good homogeneity in the mechanical characteristics of the treated soils.

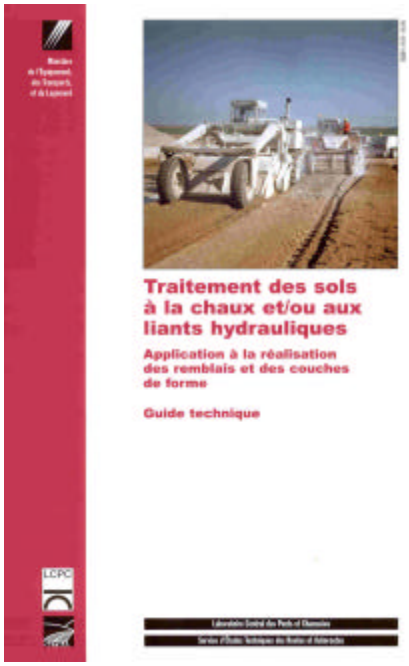
In order to illustrate the performances achieved, let us mention a few examples. In the mid-eighties, for the A-11 motorway, between Angers and Durtal, the capping layer was built with local Senonien sands treated with 1% lime + 6 % cement to form a 40 cm lift. The indirect tensile strength at the bottom of the treated layer was found to be 0.3 Mpa or more. The deflexion under the Lacroix deflectograph, after 28 days was of the order of 12/100 mm (under 130 kN axle). Later on, for the A-26 motorway, between Chalons and Troyes, soil treatment was applied to chalk and chalky sands and gravels (“graveluche”). Chalk was treated with 6% cement CLK 45 to form a 33 cm lift which provided a platform with a modulus of over 80 Mpa (plate test diameter 0.60m). For the same motorway, treatment of the “graveluche “ with 4 to 5 % of a hydraulic binder to form a 33 cm lift led to sub-grade reaction moduli larger then 120 Mpa.

In the mid-nineties, experience gained with soil treatment and the increasing proportion of job-sites where soil treatment was being used for road embankments and capping layers led to the decision to elaborate the methodology in a technical guide. This document was prepared by a working group which included project engineers, representatives from earthworks contractors, suppliers of lime and hydraulic binders, engineers from the road administration. This technical guide “*Treatment of soils with lime and/or hydraulic binders –Application to the construction of road embankments and capping layers*” (*Traitement des sols à la chaux*

et/ou aux liants hydrauliques – Application à la réalisation des remblais et des couches de forme) was published in January 2000 [1].

The aim of this paper is to provide information on the content of this technical manual and to give indications about the main aspects which determine the approach which was developed in France for soil treatment.

CONTENT AND STRUCTURE OF THE TECHNICAL GUIDE



The guide comprises three sections and annexes.

Part A. General notions

This first part presents general notions relative to soil treatment with lime and/or hydraulic binders which are common to the fields of application above-mentioned. It covers a presentation of:

- the mode of action of the different products on the various types of soils,
- the methodology to be followed for the field and laboratory investigations at project level,
- general aspects of quality assurance.

Part B. Soil treatment for road embankments

This part elaborate aspects which are specific to application of soil treatment to road embankments. It considers two types of main objectives:

- the re-use of soils which water content is too high at the time of the works in order to be used as it is,
- the construction of some particular zones of embankments (backfill zones, toe of embankments…) for which durable mechanical characteristics are looked for.

Part C. Soil treatment for capping layers

This third part considers successively the project investigations, the techniques and equipment for soil treatment, and quality assurance for these applications.

Annexes

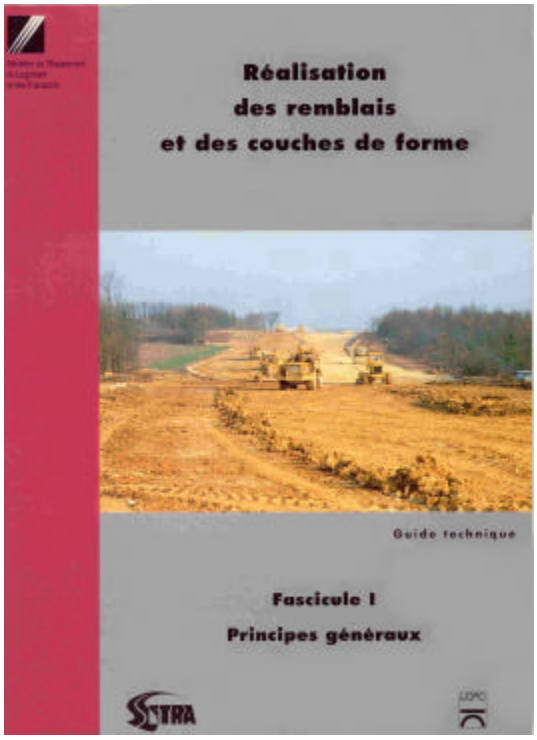
Annexes are 9 in number, they provide additional information on the following aspects:

- information on lime, cements and hydraulic binders suitable for soil treatment,
- a rapid method for an economic comparison between the techniques of substitution and soil treatment,
- practical considerations with respect to the protection of the environment as regards emission of dusts of lime or hydraulic binders,
- methods for the determination of the coefficient of variability of spreaders and for the control of the mass of binder spread on the ground,
- indications for drafting contractual documents for the works.

The rest of this paper only refers to some of the topics covered in the main sections of the technical guide.

SOIL CHARACTERIZATION AS REGARDS TREATMENT WITH LIME AND/OR HYDRAULIC BINDERS

Identification of the soils for earthworks is made according to the principles and criteria defined in the technical guide *Construction of road embankments and capping layers* (*Réalisation des remblais et des couches de forme* [2], also known in France as the « GTR ») published in 1992. The soil classification is also found in the French standard AFNOR NF P 11- 300 [3]. As regards treatment, the most important parameters for the description of the soil are the following.



Parameters describing the nature of the soils

Granularity:

- Dmax, dimension of the larger particles, is essential with respect to the possibility to achieve a correct mixture with the product of treatment,
- the fine content which will influence the choice of the type of treatment product.

Clayey aspect:
As a first approach, one can consider that the higher the clayey aspect is the more quick-lime will be used in preference to hydraulic binders. This clayey aspect is characterised by the plasticity index or the methylene blue value of the soil.

Content in some particular chemicals:
The objective here is to identify the presence of some chemicals which may have detrimental effects or may compromise setting: organic matter, phosphates and nitrates, chlorides, sulphates and sulphides.

Water content:
It influences the determination of the proportion of the treatment product to incorporate and the earthworks conditions.

Parameters describing the performance

These parameters are introduced mainly in relation with mixing conditions.

Crushing of blocks
This is to determine the limit of use of equipment like soil “pulvimixers” ; a crushing test is performed on blocs larger than 50 mm.

Abrasivity of the coarse fraction
This is to evaluate if the coarse fraction of the soil is susceptible to produce a rapid ware of the mixing tools.

SOIL TREATMENT FOR CONSTRUCTION OF ROAD EMBANKMENTS

We shall only consider here the treatment of soils which have a too high moisture content.

The main objective here of the treatment is to allow construction of embankments with trafficking conditions which are acceptable for the earth-moving equipment. From empirical bases correlated with considerations of trafficking, recommendations have been derived for the choice of the treatment and for the determination of the level of performance to be reached with the treated soil.

As far as the type of treatment is concerned, the product which appears to be most suitable for this objective is quick-lime. Quick-lime produces an almost instantaneous change in the mechanical performance of the soil as a result of the combined effects of reduction of the water content by hydration of the lime and floculation of the clayey fraction.

Specified performance

The hydric conditions for which a treatment of the soil can be considered and the characteristics to achieve on the treated soil in order to define the proportion of product of treatment can be determined from the results of the IPI test (*Indice Portant Immédiat*). The IPI test (*Immediate bearing index*) is a kind of CBR test without surcharge and soaking of the sample. The test is performed on the soil sample at its natural water content and compacted at normal Proctor conditions [4]. The criteria on IPI index are summed up in table 1.

Equipment and techniques of execution of the works

Spreaders, with a volumetric meter controlled by the rate of displacement of the machine, are presently the most commonly used for spreading the products of treatment.

Generally, there is no preliminary operation to be considered for the preparation of the soil except for low density chalks which are damp or very damp. In this case, first destructuring can be advantageous for the productivity of mixing equipment.

Heavy ploughs with discs or ploughshares are acceptable machines for this type of treatment. Large pulverizers with a horizontal shaft can be used subject to the fact that the maximum size of the blocks is not too large.

The treatment is almost always performed at the location of cutting. The product of treatment is spread over the ground, the mass is computed according to the thickness of soil to be excavated. Mixing is performed until obtaining a grinding showing a visual homogeneous aspect. Depending on the cases, the soil is transported or compacted on site.

Table 1 : IPI criteria for treatment of the soil for re-use of damp soils in road embankments

Classes of soils according to standard NF P 11 - 300	A1, C1A1, C2A1	A2, B6, C1A2, C2A2, C1B6, C2B6, R34	A3, C1A3, C2A3	B4, C1B4, C2B4 (clayey gravels)	B2, B5, C1B2, C2B2, C1B5, C2B5 (clayey sands and very silty sands)	R12 (chalk)	R13 (limestone)
Plasticity index or VBs	≤ 12	12 to 25	25 to 40	VBs > 0.2	VBS > 0.2 (B2) 0.2 < VBs ≤ 1.5 (B5)		
Result below which treatment can be considered	8	5	3	15	12	15	10
Result to be obtained on the treated soil	10 to 20	7 to 15	5 to 10	20 to 40	15 to 30	15 to 30	10 to 20

TREATMENT OF SOILS FOR CAPPING LAYERS

The technical guide *Execution of road embankments and capping layers* considers that a soil or a rocky material can be used for a capping layer if it fulfils the following four conditions:

- insensitivity to water,
- a granularity compatible with the requirements of grading of the platform,
- resistance as regards trafficking on the job-site,
- no frost heave.

Only a small proportion of materials meet these requirements in their natural state. Conversely a treatment with lime and/or hydraulic binders can make these materials suitable for a usage in capping layers. Indications are given by the GTR guide about the potential possibilities of treatment.

The use of treated soils in capping layers necessitate investigations which are more complete than in the preceding case of application for embankments. The techniques for the works are more complex and the requirements are more stringent as regards the performance of equipment and the requirements of quality assurance. Actually, a certain level of durable and homogenous mechanical performance is to be looked for at the platform level. Defects are susceptible to affect the life duration of the pavement structure.

Investigations

Characterisation of the deposit

In order to consider the use of a treated soil in a capping layer, it is first necessary to know with a sufficient precision the ranges of variation of the main geotechnical properties of the soil within the deposit. The guide gives indications about the organisation and the content of the investigations to be performed in order to obtain the necessary information. If the variations of the characteristics (in particular the density at the optimum normal Proctor) are too large, it is necessary to investigate if homogenization techniques are possible considering the location of the materials on the job-site and the general economy of the project.

If the investigation of the deposit leads to a positive conclusion, one can proceed with the laboratory studies which will determine the nature of the binder and its proportion.

The laboratory study
The first step is an evaluation of the suitability of the soil to be treated according to the test described in the standard NF P 94 – 100 [5]. The values of the criteria considered – the volumetric heave and the indirect tensile strength – are indicated in table 2.

Table 2. Criteria of the test for interpretation of the suitability of a soil to treatment

Type of treatment	Suitability of the soil	Volumetric heave G_v(%)	Indirect compression strength R_{tb} (Mpa)
Hydraulic binder eventually associated to lime	Suitable Doubtful Unsuitable	≤ 5 $5 \leq G_v \leq 10$ ≥ 10	$\geq 0,2$ $0,1 \leq R_{tb} \leq 0,2$ $\leq 0,1$
Quick-lime alone	Suitable Doubtful Unsuitable	≤ 5 $5 \leq G_v \leq 10$ ≥ 10	Not considered, too slow setting

The following step is the study which will determine the nature of the binder and the corresponding proportion.

For the work-sites of small importance (less than 5000 m^3 and when the stakes and the risk of failure are for the materials to be considered), the guide makes a proposal of fixed treatments as a function of the classification of the soil according to the GTR guide. In other situations, three level of studies with increasing content are defined according to the stakes and the context.

Level 1 study
The solution is derived from previous field experience ; the lab study aims at the verification that short and long term performances are obtained. The following aspects are considered:

- **characteristics for construction**

The objective here is to assess the performance of the material during execution of the earthworks and to determine the references for compaction of the treated soil. This assessment is made from the normal Proctor curves of the soil before and after treatment together with the IPI curve of the treated soil.

The IPI index obtained on the treated soil, prepared at the water content corresponding to the maximum natural value probable on the job-site at the time of the works, should be at least equal to the value given in table 3.

The water content after treatment of the soil, prepared this time at the minimum value of the water content expected on the job-site, should be at least equal to 90% of the water content at the optimum normal Proctor of the treated soil.

Table 3. Values of the Immediat bearing index, IPI, to be obtained on the job-site

Class of the material to be treated	Minimal IPI
A3 – C1A3	10
A2 – C1A2 – B6 – C1B6	15
A1 – B5 – C1A1 – C1B5	20
Other classes	To be fixed from experience or from a specific study

♦ **delay of workability**

The study is to be made according to the methodology described in the standard NF P 98-231 [6]. For the majority of the job-sites, a duration of four to six hours is satisfactory.

♦ **mechanical characteristics**

For treatment with lime alone,

applicable to fine clayey soils in areas with little concern with frost, one considers two aspects (performance under traffic, resistance to frost).

As regards the performance under traffic, one considers IPI and California Bearing Ratio after four days of soaking on treated soil samples compacted with the normal Proctor energy at the minimum and maximum water content. The two following criteria must be met simultaneously:

$$I_{CBR} \geq 20 \quad \text{et} \quad \frac{I_{CBR}}{IPI} \geq 1$$

If there is a risk of penetration of frost in the capping layer, the compression strength of the treated soil at the time of the probable occurrence of frost on the job-site must be at least 2.5 Mpa.

For treatment with hydraulic binders eventually associated with lime,

the performance is assessed as regards:

- the age at which traffic can be allowed on the treated layer,
- the resistance to water at the early age,
- the resistance to frost,
- long-term performance.

The corresponding specifications are listed in table 4.

Long-term performance is described by the tensile strength and Young's modulus determined after 360 days for the design of the pavement. Often the characteristics at one year are inferred from characteristics determined earlier, from 28 days for cement-treated materials to 180 days for slow setting binders. The results are presented in the chart shown by figure 1. The characteristics of the treated soil should be at least in zone 5. With cement or quick-lime and cement treated materials used for capping layers, it is common to achieve characteristics in zone 4 and sometimes 3 (moduli between 5 to 10 000 Mpa and a tensile strength from 0.3 to 0.5 Mpa).

Figure 1: Diagram tensile strength versus Young's modulus for classification of the long term mechanical performance of treated soils (after 90 days for cement treated materials or 160 days with slow setting binders)

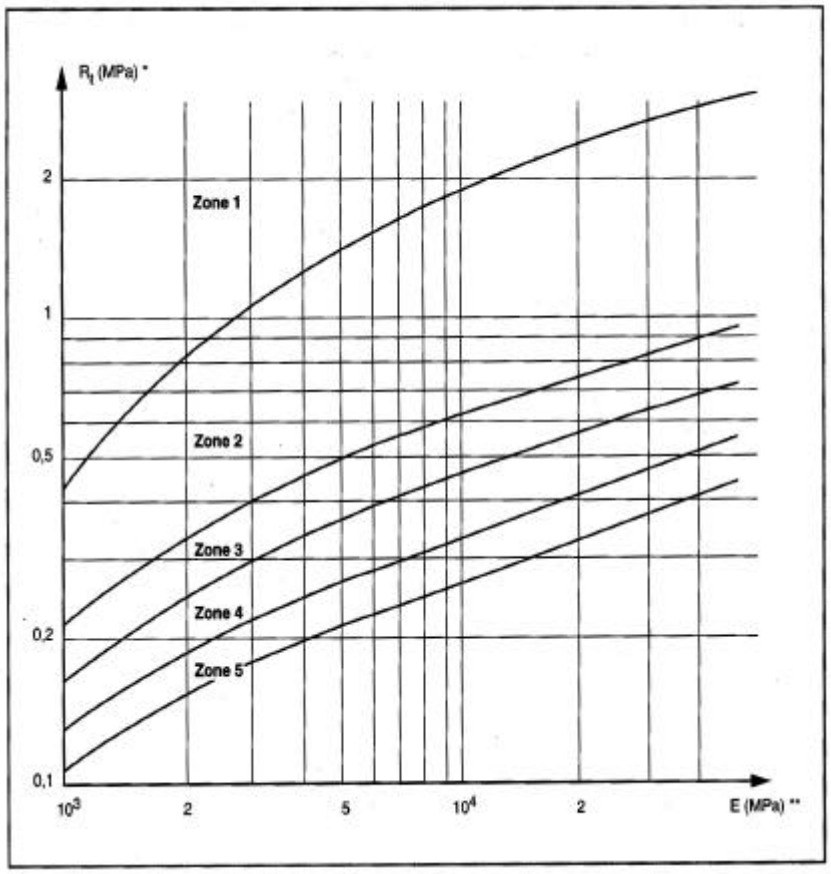


Table 4. Requirements for the mechanical characteristics of a soil treated with a hydraulic binder in a level 1 study.

Aspect of performance	Mechanical characteristic	Criteria
Age at which traffic on the treated layer is possible	Compression strength Rc at 7 and 28 days	$Rc \geq 1$
Resistance to water at early age	Rci after 28j of curing followed by 32j of immersion in water at 20 °C Rc after 60j of curing	- if VBs of the soil ≤ 0.5 $\frac{R_{ci}}{R_{c60}} \geq 0.80$ - if VBs > 0.5 $\frac{R_{ci}}{R_{c60}} \geq 0.60$
Resistance to frost	Rt or Rtb at the age of the treated soil corresponding to the date of probable occur-rence of frost on the job-site	
Long-term performance	Rt or Rtb and E at 28 and 90 days and if necessary at 180 days in the case of binders with slow setting	At minimum material of class 5 (cf. Technical *Guide Design of pavement structures*, [7])

Level 2 study

The level 1 study is supplemented by the study of the influence of factors such as the binder content, the water content and the voids content on the performance of the treated soil. This supplement is to be considered when interactions between the soil and the product of treatment are not well-known.

The sensitivity study is made both considering the Proctor and IPI characteristics on the one hand and the tensile strength on the other hand.

Level 3 study

Level 3 applies when the capping layer is taken into consideration in a similar way as the pavement layers within a mechanistic approach for the design of the capping layer and the pavement considered as a whole. As compared to a level 2 study, one will investigate over a large range (beyond a sensitivity study) the mechanical characteristics of the treated soil as a function of the binder content.

Equipment and techniques of construction

Construction of capping layers with treated soils requires more operations than the construction of road embankments. In some cases this can comprise all the following tasks:

- elaboration of the treated mix (on-site or in a plant),
- pre-grading,
- partial compaction,
- final grading,
- final compaction,
- application of a surface protection.

The reader is referred to the guide for the description of these operations and for the corresponding recommendations. The paper will focus on questions related to the choice of equipment in order to make the difference between the techniques acceptable for embankments and those suitable for the capping layers.

Preparation of the soils is a frequent operation. Depending on the case, it may consist in:

- fragmentation of the soil in place in order to increase the productivity of the mixers or to expand the soil before watering,
- elimination of the larger elements (D > 100 or 150 mm depending on the hardness of the rock) which may prevent mixing,
- homogenization of the fraction to be mixed during excavation or with a temporary deposit,
- watering or aeration in order to change the moisture content of the soil to be treated.

Spreading of the hydraulic binder must be made at least with a spreader with a volumetric meter controlled by the rate of displacement of the machine. The most modern machines have devices which allow to vary the width of spreading and have a weighing system of control of the quantity of product spread by unit surface area. With such piece of equipment it is possible to have a precise proportioning of the product of treatment which is a necessity in order to assure minimum and homogeneous mechanical characteristics at the level of the capping layer. The coefficient of variation of the spreader, determined by weighing of the mass of product spread over areas of one square meter chosen at random on an area of about 10 to 15 000 m^2 should be less than 10 % and the mean value should not differ by more than 5 % from the target value. Some modern spreaders have a coefficient of variation of 5 %.

In-place mixing is to be made with soil pulvimixers with a horizontal shaft. These pieces of equipment can produce mixtures the quality of which is comparable to the one obtained in a mixing plant, provided that spreading of the binder is uniform over the width and the longitudinal profile.

Final grading performed after partial compaction aims at reducing the surface irregularities on top of the capping layer so that the thickness of the pavement layers will be as constant as possible. It has become a classical operation on large work-sites. Normal standard deviation on the levelling of ± 3 cm can be reduced to ± 2 cm when Dmax of the treated soil is less than 50 mm and even to ± 1 cm with fine treated soils. This implies the use of graders guided by laser or autograders guided on a wire.

The objective of compaction for the capping layers is the quality « q3 » for which:
- the dry unit weight at the bottom of the layer should be at least equal to 96% of the normal Proctor value,
- the mean value over the thickness of the layer should be at least equal to 98.5% of the normal Proctor value.

The technical guide "GTR" [2] defines the corresponding details of construction for the different types of compaction equipment.

CONCLUSIONS

The present paper only gives a very incomplete overview of the set of information and prescriptions contained in the technical guide to which the reader is referred.

Observance of the principles and recommendations presented in this guide should lead to more homogeneity in the practices. This should lead to a better mastery of a technique which has already proven its benefits both technically and economically. Treatment of soils should continue to expand in the present context where one looks for a better use of local resources of materials and for a reduction in the impact of road works on the environment.

REFERENCES

[1] Guide technique *Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – Application à la réalisation des remblais et des couches de forme*, LCPC – SETRA, Paris, 2000
[2] Guide technique *Réalisation des remblais et des couches de forme*, SETRA - LCPC, Paris, 1992
[3] Norme NF P 11 – 300 Exécution des terrassements – Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières, AFNOR, 1992
[4] Norme NF P 94 – 078 Sols : Reconnaissance et essais – Indice CBR après immersion – Indice CBR immédiat – Indice portant immédiat – Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR, AFNOR, 1997
[5] Norme NF P 94 – 100 Sols : Reconnaissance et essais – Matériaux traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – Essai d'évaluation de l'aptitude d'un matériau au traitement, AFNOR, 1999

[6] Norme NF P 98 – 231 Essais relatifs aux chaussées – Comportement au compactage des matériaux autres que traités aux liants hydrocarbonés – Partie 5 : Détermination par auscultation dynamique du délai de maniabilité des graves traitées aux liants hydrauliques. Partie 6 : Détermination par compactage différé du délai de maniabilité des graves et sables traités aux liants hydrauliques, AFNOR, 1997
[7] Guide technique Conception et dimensionnement des structures de chaussées, SETRA – LCPC, Paris, 1994

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

LA IMPORTANCIA DE LOS PROCESOS DE ESTABILIZACIÓN HISTORIA Y PRÁCTICA ACTUAL EN ALEMANIA

THE IMPORTANCE OF STABILISATION PROCEDURES HISTORY AND CURRENT PRACTISE IN GERMANY

E. Neussner
Professor
Formerly: Head of Division of Road Technology,
German Federal Ministry of Transport
Rindhausen 4
D - 53567 ASBACH (Germany)

ABSTRACT
This paper illustrates the important stages of developments in Germany from the past up until the present day. Although ground stabilisation initially started in the 1930s, it was during the mid 1950s, with the reintroduction of new roads construction and the structural rehabilitation of existing roads, that stabilisation grew with steady significance. Over these years the specifications for stability and binder content varied often. The advantages of ground stabilisation are reflected in the dimensioning of the upper pavement layers, its use for construction site service roads and as a stable base for heavy paving machinery. Stabilisation by means of a binder together with locally available materials, industrial by-products and recycling material will reduce the depletion of high-quality raw materials such as gravel and stone, while simultaneously avoiding detrimental effects on the environment; particular in regard to materials containing tar.

Around a decade ago, significant developments in construction machinery enabled extensive use of the cold recycling method; particularly in the eastern parts of Germany after reunification. The basic principles of the presently most popular methods of "mixed-in-place" and "mixed-in-plant" in Germany to carry out cold recycling with bitumen-cement combination will be illustrated. Despite good experiences, these methods have not achieved the standing they should have when considering their highly technical level of development.

RESUMEN
Esta comunicación presenta las principales etapas del desarrollo en Alemania, desde el pasado hasta la situación actual. Aunque los comienzos de la estabilización de suelos se remontan a los años 30, su desarrollo no se produce de una forma significativa hasta los años 50, con el reimpulso en la construcción de nuevas carreteras y el refuerzo estructural de las ya existentes. A lo largo de esos años se produjeron frecuentes cambios en las especificaciones de resistencia y contenido de conglomerante. Las ventajas de la estabilización del suelo se reflejan en el dimensionamiento de las capas del firme, en su utilización como vía de servicio durante la realización de la obra y como base estable para las máquinas de construcción pesadas. Gracias a la estabilización del material existente mediante conglomerantes, subproductos industriales y materiales reciclados, se respetan las materias primas de alta calidad, tales como gravas y rocas, evitándose al mismo tiempo los efectos perjudiciales sobre el medio ambiente, sobre todo los derivados de la utilización de materiales que contienen alquitrán.

Hace aproximadamente un decenio se han producido importantes desarrollos en el sector de la maquinaria de construcción que han permitido un uso extensivo de los proceso de reciclado en frío de firmes, sobre todo en el este de Alemania tras la reunificación. Se presentan los principios básicos de los procedimientos más utilizados en Alemania, “in situ” (mixed-in-place) y “en planta”, para la realización de reciclados en frío con mezclas de betún-cemento. A pesar de las buenas experiencias, todavía no se les da a estas formas de construcción la

importancia en la práctica que deberían tener en base a su grado de desarrollo técnico.

1. GENERAL AND BASIC FACTS

Since the mid 1950s, ground improvements and ground stabilisation have played an increasingly important role in the construction of German roads. This applies to all road categories, from highly frequented motorways to low frequented agricultural tracks. The construction methods have been frequently modified and their fields of application have been continuously extended.

The German road construction technology differentiates between ground improvements and ground stabilisation. In both cases, a binding agent is mixed to the soil or mineral aggregate at the construction site.

Ground improvements are carried out on soils with high plasticity in order to improve their workability, compactability and traffikability when transporting large soil quantities on construction site roads under disadvantageous weather conditions.

Ground stabilisation entails the production of high-quality, therefore highly durable and frost resistant layers. This construction method is mainly applied to stabilise the upper part of the frost protection layer, and in the case of earthworks to stabilise the upper zone of the subgrade or embankment.

During the course of improvements in application technologies and construction machinery, the methods of *mixed in place* and *mixed in plant* have been extended to all layers of the pavement structure.

The objective of this report is to illustrate the essential development stages and experiences in this field up to the present day in German road construction while disregarding the concepts of the former eastern German Democratic Republic.

2. ESSENTIAL DEVELOPMENT STAGES AND CHARACTERISTIC FEATURES OF GROUND STABILISATION

2.1. Importance and advantages of ground treatment with binders

The development of the *"ground mortaring"* method (old definition and thus termed stabilisation from now on) goes back to the 1930s. Technical guidelines first became available at the beginning of the 1940s. Ground stabilisation was mainly applied for military purposes for the fast production of airfields and natural roads [1; 2]. During the production of new roads and the complete rehabilitation of existing roads [3], particularly the motorways in the 1950s, ground stabilisation gained in importance and has achieved a wide range of applications (Fig. 1).

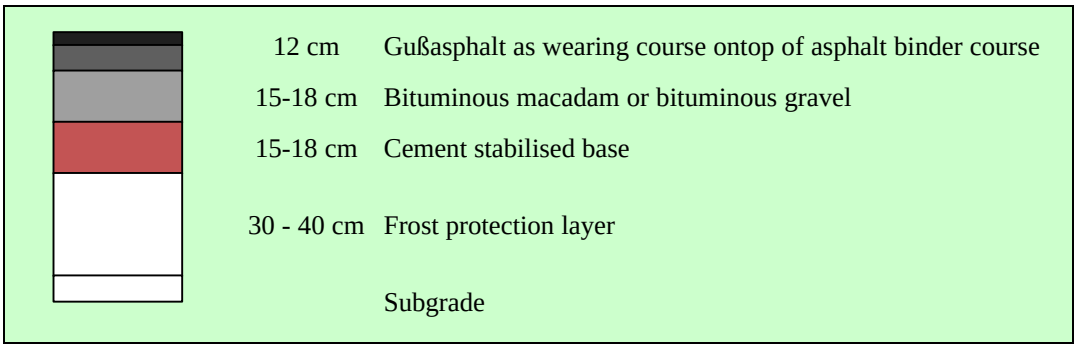


Fig. 1: Specified pavement structure in the 1950s both for new roads and rehabilitation purposes on motorways

Ground stabilisation offers certain advantages, these being:

- **Dimensioning and durability of the pavement structure**
  A long service life of a pavement will only be achieved when the thickness and load bearing capabilities of the total pavement structure are ideally balanced to the traffic frequencies and loads, thus the associated stresses imposed on the pavement. Quite often, emphasis is mistakenly placed on the upper layers only. However, an old engineering proverb states that "*a road is only as good as its foundation*". The results obtained from earlier trial sections clearly illustrate the superiority of roads with stabilised subbases when compared with roads with unbound layers. Their main advantages can be found in improved load distribution and improved compactibility of the layers above the stabilised layer. For this reason, the thickness of an asphalt base course over a stabilised sub-base is 4 cm thinner than the asphalt base course over an unstabilised layer (Fig. 2). Another step was the introduction of a regulation during the 1970s stating that a zone in the subgrade or embankment which was stabilised by a binder could be taken into account in its total thickness when determining the frost-free depth of the pavement [4]. The intention was to save high-quality frost protection materials, to reduce their transportation over long distances and, last but not least, to save costs.

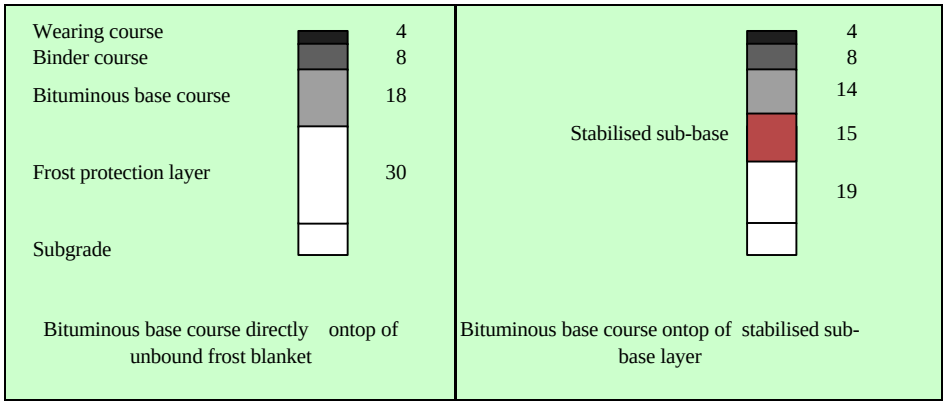


Fig. 2: Comparison of pavement structure of same road category with and without a stabilised sub-base

- **Material transportation roads**
  The construction of new motorways during the 1950s and 1960s was enormously simplified by the application of ground improvement and ground stabilisation. The construction works were generally in sections between 10 and 30 kilometres long. As the neighbouring roads were not designed to cope with heavy traffic loads, it was decided to transport the necessary materials along the new motorway bed to the construction site. This brought an end to traditional transportation method consisting of trolleys running on railway tracks [5]. The positive experience when transporting materials on improved and stabilised surfaces rapidly led to standard practise.

- **Stable base for heavy construction machinery**
  Stabilised layers provide a stable base for heavy pavers. Further the smoothness and thickness consistency of the above lying concrete or asphalt layer is substantially improved.

2.2. Construction material technology; specifications and test methods

Although the experiences gained with ground stabilisation concerning load bearing were positive, a series of undesired disadvantages occurred, such as cracks, too little resistance to abrasion, etc. The specifications for stability and binder content were therefore frequently modified. Originating from the concrete technology standards, it was initially assumed that the best solution would be to produce a lean concrete. Allthough the guideline for stabilisation of sub-base layers from 1956 specified compressive strengths of between 8 and 12 N/mm² [20], there were some road owners who speciefied much higher compressive strengths of 15 to 20 N/mm^2 [5]. These high values were assumed to be necessary in order to extract core samples for quality control purposes. This principle was modified at the beginning of the 1970s in the direction of a lower binder content and reduced compressive strength due to the previously mentioned cracks. The specified mix design test results, concerning compressive strength were then modified to 4.0 N/mm^2 at an age of 7 days or 6.0 N/mm^2 at an age of 28 days [6]. In addition, the soil-binder mix was assessed according to criteria of soil mechanics such as the Proctor test. Lower rigidity was an advantage, however the lower binder content resulted in a decrease in abrasion resistance to, for example, construction site traffic. A further disadvantage of the low rigidity was a reduced long term resistance to erosion of the underlying base course surface, which resulted in premature damage of the concrete surface, despite the use of dowel-bars at the lateral joints. The rigidity values of hydraulically bound layers and concrete surfaces were therefore raised at the beginning of the 1980s and, at the same time, were grooved while still fresh to a depth of 40% of the layer thickness. The location of the grooves had to correspond with the lateral and longitudinal joints of the above lying concrete surface in order to prevent the development of reflection cracks. When a geotextile is installed between the stabilised layer and concrete surface, grooves can be dispensed with. The present specifications for a stabilised ground layer below an asphalt layer after 28 days entails an average compressive strength of ≥ 7.0 N/mm^2 and ≥ 15.0 N/mm^2 when underlying a concrete surface [7].

2.3. Type of binder, soils and mineral materials

The type of applied hydraulic binder depends on the characteristics of the soils or mineral materials to be processed. Depending on their moisture content, frost-sensitive fine or mixed-graded soils, generally known as *plastic soils*, are mixed together with fine lime, lime hydrate, highly hydrated lime, or even with mixtures of lime and cement. The main field of application for cement is with non-plastic or slightly plastic soils and mineral materials. Apart from standard cements, special cements have been applied for around 40 years which, when an additive is introduced during the crushing operation, develop hydrophobic characteristics [2]. These special cements only react to water when they are mixed with the soil. For this reason, they can remain spread on a stabilised surface for long periods without any reaction. This feature enables the time lapse between spreading the binder and the later mixing and compacting operations to be less dependent on the climate and therefore be more versatile without experiencing reductions in quality.

2.4. Shortage of natural resources and its effects

At the beginning of the 1970s, the urge to save and rationalise was growing due to high-quality natural resources and the necessary finances becoming limited. A further change of mind was also generated by the oil crisis during 1973 which made everyone aware of the value of national resources of high-quality raw materials. As rock, gravel and sand as basic raw materials for construction were still plentiful, most people were unfortunately of the opinion, and still are today, that unlimited quantities of raw materials were always readily available at the lowest prices. It was and is still not realised today that a vast number of rock and soil excavation quarries will be exhausted in the near future. Even more serious is the fact that future, not yet established, open pit quarries will not be permitted. This being due to overlapping utilizations such as existing residential areas, industrial parks, roads, waterways, landscape and nature reserves, holiday parks and recreational areas [8].

The availability of natural resources for future generations compells us to use local materials and alternative substances, such as industrial by-products, and recycled construction materials. This approach will avoid, or at least reduce, the levels of environmental pollution caused by waste dumps, the pollution of ground and surface water and impairments to the landscape.

Numerous such materials can only be used for road construction after stabilisation by means of a binder in order to fulfil technical criteria and the demands on environmental protection. Extensive research and development has been carried out on trial sections to develop standards that can be put into practise. This scientific expertise and experience has meanwhile been compiled in technical guidelines. A few examples from the vast quantity of application fields and possibilities are mentioned here:

- **Industrial by-products**
  They include the waste washings when processing anthracite coal, rejected sand when processing natural gravels and crushed stone [9], fly-ash from anthracite and lignite coal [10] and incinerator refuse ash [11]. These substances are used for road construction purposes mainly or explicitly after being stabilised with cement mainly with the *mixed in plant* method.

- **Re-use of construction materials from deteriorated pavements for cement treated base courses**
  Because, on motorways, full depth construction prevailed the rehabilitation by using overlays, enormous quantities of excavated material became available as small and large pieces. Up to the 1970s, the concrete pieces found use in the embankments and noise protection walls, and the asphalt pieces were utilised for the construction of agricultural tracks and parking lots. Around the mid 1970s, decisive innovations in construction machinery resulted in new or modified methods to reuse old asphalt and concrete in road bases and surface layers.

  At the beginning of the 1980's, in order to gain experience, excavated "blocks" of concrete were crushed in mobile crushers, relaid in layers and, using the recycling in-situ method, mixed with cement to a depth of 20 cm. The layer was then overlaid with a 24 cm thick concrete surface. These trials, which were designed to assess the suitability of old concrete with varying percentages of reclaimed asphalt for hydraulically bound base courses, showed good results even when 100% old asphalt was used [12].

- **Materials containing tar**
  Road tar - meanwhile described in the modern German language as "road pitch" - was used for decades in large quantities as a binder for ground stabilisation, for base and wearing courses, for thin surface layers and for treating small repair patches. A disadvantage was the toxic emission of polycyclic aromatic carbon-hydrates (PAC) during hot processing and the hazard to ground water caused by the possibility of phenoles being washed out. Although tar has no longer been used in road construction during the past 20 years for reasons of environmental and work protection, substantial quantities still become available when rehabilitating asphalt roads which contain tar, as well as when rehabilitating concrete surfaces ontop of 15 cm thick tar stabilised sub-bases. The latter pavement structure was usual in areas with sandy subgrade conditions. With the use of, for example, Portland cement PC 35 F or Pectracrete cement, and occasionally together with reprocessed old concrete, the hazardous substances could be bound successfully without any negative environmental effects. The above tar encapsulation was done using the *mixed in place* method in layers up to 40 cm thickness [12][13]. Another example is reported by the rehabilitation of the motorway Stuttgart to Munich [14].

3. SPECIAL APPLICATIONS FOR STABILISATION USING HYDRAULIC BINDERS

3.1. Widening embankments

Due to the increasing volume and weight of traffic over the past decades, numerous road surfaces not only require renewal but also need to be widened, in general, by an additional lane in each direction including a hard shoulder. This generates particular problems for earthworks on road sections whithin embankments. Whilst underneath the existing road the ground has been compacted during the course of numerous years subsequent settling cannot be explicitly ruled out, even when the earthworks on the widened sections are carried out according to specification. This settling can cause longitudinal cracks in the road, followed by drifting apart of the cracked sections. The development of such cracks can be avoided by stabilising the soil in the widened areas with hydraulic binders; preferably cement.

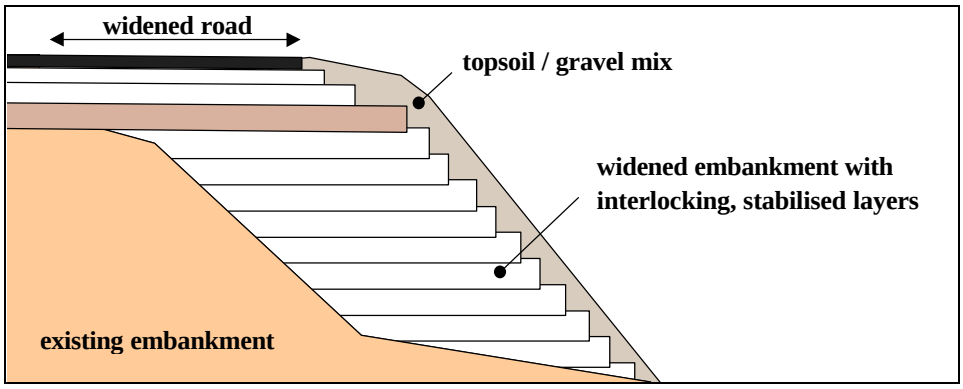


Fig. 3: Widening embankments

Modern stabilisers enable the installation of layers with a thickness slightly less than their maximum milling depth of 50 cm. When selecting the layer thickness, it must be considered that after mixing in the binder the layer is to be compacted to a rate of at least 98% Proctor density. The following layers are to be installed fresh on fresh. This is achieved by stabilising slightly deeper than the top of the previous layer in order to interlink with the the layer underneath. As these layers, contrary to the base courses, must not fulfil frost protection requirements, the cement content can be reduced to such a point as to avoid settlement.

3.2. Backfill of bridge abutments

The transition point between a road and a bridge is one of areas most susceptible to damage. For this reason special constructions are frequently applied causing technical difficulties, time delays and high expenses, particularly when concrete road surfaces are involved. It is more advantageous to install a backfill consisting of a cement stabilised soil to avoid settling [15]. Concerning the required cement content and installation specifications, the descriptions in section 3.1 regarding widening an embankment can also be applied appropriately when backfilling bridge abutments.

3.3. Producing stable embankments for high speed railway lines

The future of railway travel can only be secured by shorter travel time with faster train speeds. Railway line beds through a changing landscape are subject to repeated transitions between deep cuts, high embankments, bridges and tunnels. For this reason weather sensitive soils often need to be excavated, transported and re-installed while simultaneously adhering to stringent specifications. For these purposes hydraulic binders provide a wide range of ground stabilisation applications.

4. IN SITU PAVEMENT RECYCLING

In Germany, this processing method was first introduced about 10 years ago. The numerous positive experiences with the practise-related use of industrial by-products and recycled construction material, partly with a high content of pitch, together with high-performance and low-risk production methods and modern machine technology, has boosted cold recycling of road construction materials utilising the road milling technique. The practised methods and gained experiences in the USA and neighbouring European countries had a positive influence.

Cold recycling enables the utilisation of available on-site materials or those excavated elsewhere. In both cases, the existing aggregates can be improved by adding minerals or granulated asphalt. The determined bituminous and/or hydraulic binder can be mixed with the minerals or aggregates directly during the on-site milling operation, in semi-mobile or mobile mixing plants. Cold recycling methods utilising a combination of bitumen and cement yield high stability values without the tendency of pure hydraulically bound layers to develop cracks. This is only normally achieved if the cement content does not, or only slightly, exceed the bitumen content. Additional advantages will be achieved because:

- due to cold processing a hardening of the old bitumen will not occur
- the content of asphalt granules must not be limited
- the materials can also be processed when they are humid.

As binders, bitumen emulsions as well as foamed bitumen could be used in combination with Portland cement. Bitumen emulsions are mainly in the form of the cationic, slow setting type. Not every emulsion is suitable. In order to ensure that the reaction, meaning the breaking process between the emulsion and the materials to be stabilised, occurs at the correct moment, the emulsion must be carefully selected after carrying out previous tests. As the price per ton of bitumen emulsion is substantially higher than bitumen, and the binder content must be increased to allow for the water in the emulsion, disadvantages when compared with other construction methods can occur. Foamed bitumen is therefore increasingly preferred purely for economic reasons. Although methods for the production of foamed bitumen have been developed numerous decades ago, more recent developments in machinery, mixing plants and laboratory equipment have made this method more popular (Fig. 4).

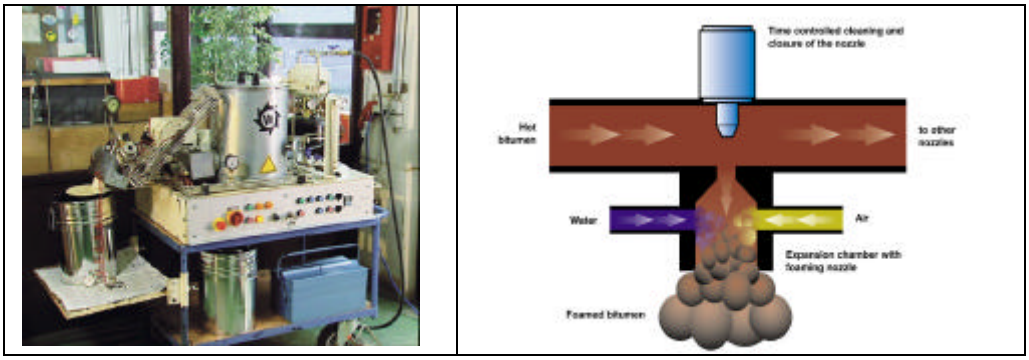


Fig. 4: Wirtgen foamed bitumen laboratory unit WLB 10 (left) and foamed bitumen expansion chamber (right)

Penetration bitumen of type B 50 to B 200 can be used to produce foamed bitumen. The content of fines with the foamed bitumen method must be at least 5% by mass but must not exceed 20% by mass.

Numerous applications became necessary in eastern Germany after the reunification in order to quickly upgrade the poor quality roads so that they could cope with increased traffic loads and volumes. During the past eight years, a great number of the communal, state and federal road network have been upgraded by means of the in-situ cold recycling method using binder combinations of bitumen emulsion and Portland cement.

5. DEVELOPMENTS IN CONSTRUCTION MACHINERY FOR GROUND STABILISATION AND COLD RECYCLING

Even around 60 years ago, the machines for ground stabilisation were of a high technical standard. They were divided into two types:
"Machine through ground" and "ground through machine". With the first type, the machine worked its way through the road bed while mixing the binder with the soil. With the second type, the soil was taken up into the machine, mixed together with the binder within a mixer and then spread at the rear end of the machine (Fig. 5 to 8).

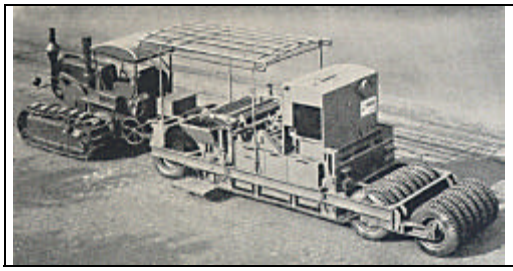


Fig. 5: Vögele mobile mixer

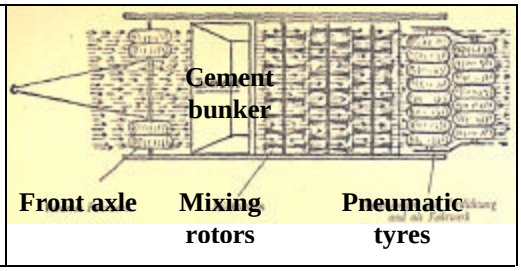


Fig. 6: Layout of mobile mixer

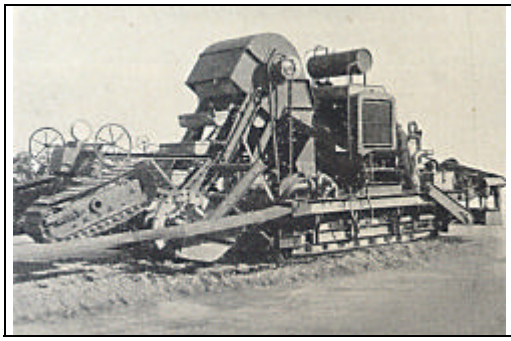


Fig. 7: Reisser flow-through mixer

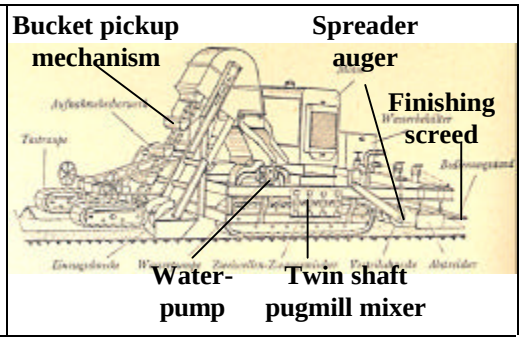


Fig. 8: Layout of flow-through mixer

The advance movement was carried out by crawler traction vehicles. Of the two to three hundred stabilising machines available in Germany during World War II, only three were available in the western allied occupation zones in 1945. Around the mid 1950s, when large-scale ground stabilisation was started up again, a whole new generation of machinery had to be developed. This generation exclusively involved the "machine through ground" principle. When compared with the highly developed ground stabilisation machines of the 1940s, the new generation of machines were of more simple design and therefore cheaper. This latter fact facilitated the application. The maximum stabilisation depth of the majority of these machines was between 20 and 25 cm. The correct quantity of binder was added by means of special distribution machines in the form of towed, mounted or self-propelled machinery. In the years to follow, machine technology and the performance and quality of construction site methods increased continuously. Developments moved away from a multi-shaft mixing unit towards a single-shaft unit in which the rotor could be adjusted in height and rotated in an up-milling direction. The shaft diameters were enlarged, special paddles or cutting tools developed and their position on the rotor were adjusted so that the material thrown upwards would fall back on the mixing rotor [2] (Fig. 9 and 10).

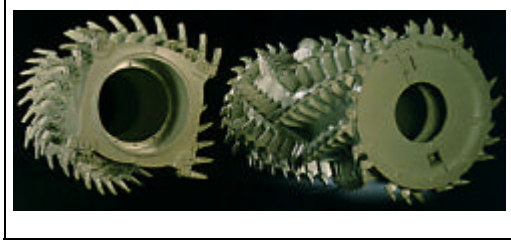


Fig. 9: Milling rotors for stabilisation and recycling

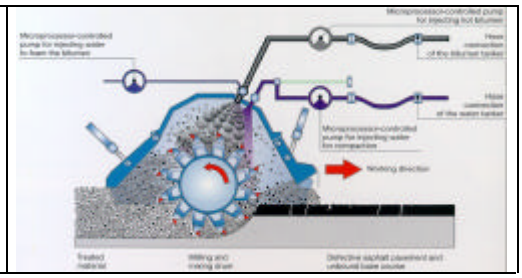


Fig.10: Mixing and Binder addition in one operation

Particular emphasis is given to the developments concerning dosage of binders according to working width, depth and material density through simultaneous spraying units for bitumen emulsion and water or foamed bitumen and water (Fig. 10). Other improvements are dust-free addition of cement by means of an

integral spreader device (Fig. 11) and by direct introduction of a cement suspension (cement-water mix) which is premixed in a mobile suspension mixing unit and then pumped to the recycler (Fig. 12). The transition away from ground stabilisation towards "in-situ pavement recycling" was therefore a logical step. Within a short period, various machines of different types and specifications were developed. These are in competition both in terms of technical and financial aspects, this has led to a situation that does not always boost the acceptance of cold recycling by the authorities responsible for road construction.

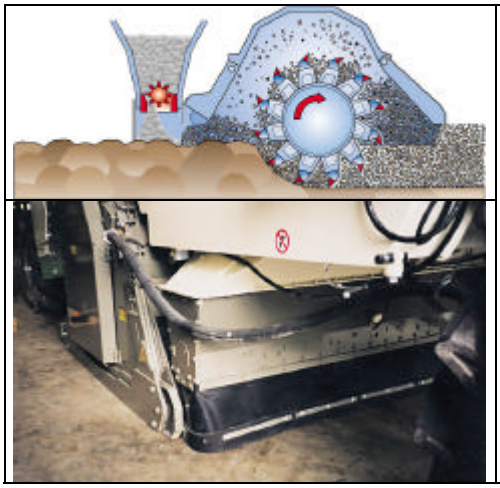


Fig. 11: Dust-free addition of hydraulic binder directly infront of mixing chamber



Fig. 12: Wirtgen mobile cement suspension mixing plant type WM 1000

Basically, it is possible to differentiate between various principles of cold recycling which are made up by combining different machines:

- Direct mixing of binder during milling operation; levelling by a grader and compaction with rollers (Fig. 13 to 16 in various performance classes).
- Direct mixing of binder during milling operation; levelling and pre-compaction by an attached screed; compaction with rollers (Fig. 17).
- Milling and, if necessary, crushing the material with a “shattering” hammer or a mobile crusher; mixing in the binder with a force-feed mixer; material distribution by a spreader auger; levelling and pre-compaction by a screed; final compaction (Fig. 18).
- Milling; removing and storing material close to site; recovering the material; processing in a crusher; mixing in the binder with a force-feed mixer; material distribution by a spreader auger; levelling and pre-compaction by a screed; final compaction (Fig. 19).
- Milling; recovering and on-site processing of the material in a mobile mixing plant; paving by a paver equipped with a high-compaction screed; final compaction (Fig. 20).

Before carrying out any of the above methods, meticulous analysis of the composition and layer thicknesses must be carried out on the materials to be recycled. Due to possible inhomogeneous mixing during the mixed-in-place

method, it is recommended to select a binder content not too close to the lower limits.



Fig. 13: Bomag MPH 121



Fig. 14: HAMM Raco 350



Fig. 15: Wirtgen WR 2500



Fig. 16: HAMM Raco 600



Fig. 17: Wirtgen 2200 CR



Fig. 18: Wirtgen WR 4500



Fig. 19: Egli processing paver



Fig. 20: Wirtgen cold mixing plant

6. RECENT APPLICATIONS

6.1. Ground stabilisation for new intercity railway Cologne-Frankfurt

The new intercity express railway line between Cologne and Frankfurt with a length of 204 kilometres is presently Europe's longest construction site. Train speeds of up to 300 km/h and the "solid bed" design place high demands on production precision and quality. Additional demands result from the difficult terrain and the extremely short construction deadline. Extensive ground stabilisation has offered the assurance to fulfil these requirements. High-performance ground stabilisers are necessary which can mill at depths up to 50 cm in one operation. If not, it would be necessary to remove the upper layers and then stabilise each layer individually according to the limited working depth of each machine. The binder content with cement is between 2 and 5% by mass. On wet ground, mixtures of cement and lime between 2 and 8% by mass are preferred. The lime will extract the moisture while strengthening is carried out by the cement.

6.2. Rehabilitating a road for heavy traffic

A service road of 1 km length to a stone quarry and concrete mixing plant was in some places totally fatigued (Fig. 21). Particularly high stresses are encountered on downhill gradients and bends. Cold recycling was chosen as the method for rehabilitation. At first, the existing pavement was stabilised by cement to a depth of 20 cm in order to reduce the influences resulting from the extremely negative hydrological conditions and the frequently changing lower layers (Fig. 22). On top of this, a 15 cm thick layer of milled asphalt with the combination of bitumen (alternative sections with foamed bitumen and bitumen emulsion) and cement was mixed and then paved. The final layer was a 4 cm asphalt wearing course of type 0/11S (Fig 23). The pavement’s long term behaviour is being continuously monitored with the intention of proving the reliable performance of cold recycling when using bitumen-cement mixes [16]. The road has meanwhile been in place for over 2 years showing no signs of defects [17].



Fig 21: Completely damaged road



Fig. 22: Recycler and Cement-Suspension mixer

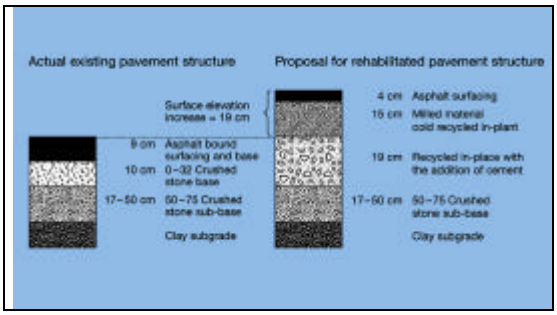


Fig. 23: Existing and rehabilitated pavement structure

6.3. Rehabilitation of a county road

This road consisting of a 10 cm thick asphalt layer over an approximately 10 cm thick layer of crushed basalt 40/60 mm on top of a settling layer of rock with up to 300 mm diameter showed frequent signs of fatigue caused by surface cracks, pot-holes and deformations. As a maximum aggregate size of 60 mm was not suitable for stabilisation purposes, the road construction authorities had initially planned to adopt a classical rehabilitation method with partial replacement of the damaged sections and reinforcement of the total area with a 12 cm thick asphalt base layer followed by an asphalt wearing course. The alternative method of rehabilitation was carried out by crushing-in-place the loosened asphalt and crushed stone base using a hammer-shaft crusher. Following this, the "mixed-in- place" method with foamed bitumen and cement was carried out with a mixpaver to a depth of 18 cm. The achieved final levels and rideability were surprisingly good. A 5 cm thick asphalt wearing course of type 0/11 was then paved on top (Fig. 24). Other advantages were that the poorly stabilised access roads to the construction site were subjected to fewer material transports, as well as a substantial reduction of noise and exhaust impacts to the local residents.

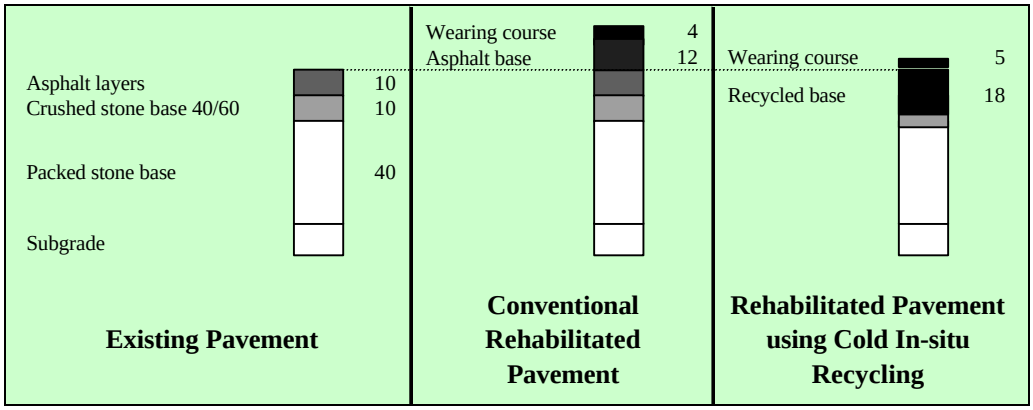


Fig. 24: Conventional and cold recycling rehabilitation methods

7. EXPERIENCE AND CONCLUSIONS

7.1. Ground improvement and ground stabilisation

Decades of experience prove that a suitable composition of ground and binder mixes in connection with the respective combination of asphalt or concrete construction methods can positively influence the long-term-behaviour of roads. In addition, the proven methods of ground stabilisation enable the utilisation of industrial by-products as well as various recycling methods which not only offer economical but also environmental advantages. Although quality and performance are being continuously improved by numerous machine developments and innovations [18], the equality of stabilised layers mixed-in-place and the hydraulically bound layers processed by a central mixing method has not been generally recognised.

7.2. In-situ cold recycling of pavements

The relatively short experiences with cold recycling methods in Germany, when disregarding obvious construction errors, can generally be classified as good. If preparations and construction are carried out with sufficient care, the risks involved are not higher than with traditional construction methods. A series of conclusions can be drawn from past experience and used for planning and application purposes in the future. The various cold recycling methods with bitumen-cement combinations are, of course, at the centre of interest. These cold in-situ recycling methods cover a large spectrum of rehabilitation projects (Fig. 25).

The correct water content must be adhered to during site applications. During light rain, only short sections should be milled off so that the water content remains low. During heavy rain, all work should be disbanded. At high ambient temperatures, an tackcoat should be sprayed and chippings should be spread immediately after compaction in order to prevent fast drying. This surface treatment also serves as an interlock with the next asphalt layer. Heavy rollers (approx. 18 t) are recommended for compaction. In order to achieve a good surface seal after compaction, final treatment with a pneumatic roller can be of benefit. If the cold recycling layers are processed as numerous strips, sufficient overlapping is necessary to prevent the joint areas developing reflection cracks. The joints should only be produced in fresh material. Cold recycling layers of bitumen-cement combinations should not be subjected immediatly to traffic for longer periods of time. They require, particularly for fast or heavy traffic, an additional layer of hot mix asphalt to prevent abrasion, improve skid resistance and to equalise any minor inaccuracies of surface levelling. With low levels of traffic, surface treatment (single or double) or a wearing course of cold asphalt can be paved instead of hot mixed asphalt.

Layers stabilised with bitumen-cement combinations produced according to the previously mentioned methods possess high load bearing characteristics and are also resistant to deformations. Surface loads are distributed more evenly, similar to a slab, and the layers underneath receive less stresses. This assumes that the layer is sufficiently thick, in the region of 15 to 25 cm. Paving a thicker layer

does not pose a problem for machinery, but this can cause a problem concerning sufficient compaction towards the bottom of the layer. Due to its high load bearing characteristics and its resistance to deformations, a cold recycling layer is capable of carrying out the function of an asphalt base and binder course. This will reduce the risk of wheel ruts, which is frequently caused by binder layers. At the same time, the larger thickness of a cold recycling layer requires less horizons, thereby reducing problems of bonding. Cost savings and reductions of construction time are also achieved. Dispite the good experiences, the new guideline [19] classifies these potentially high load bearing and rutting restistant layers in the lower regions of the pavement.

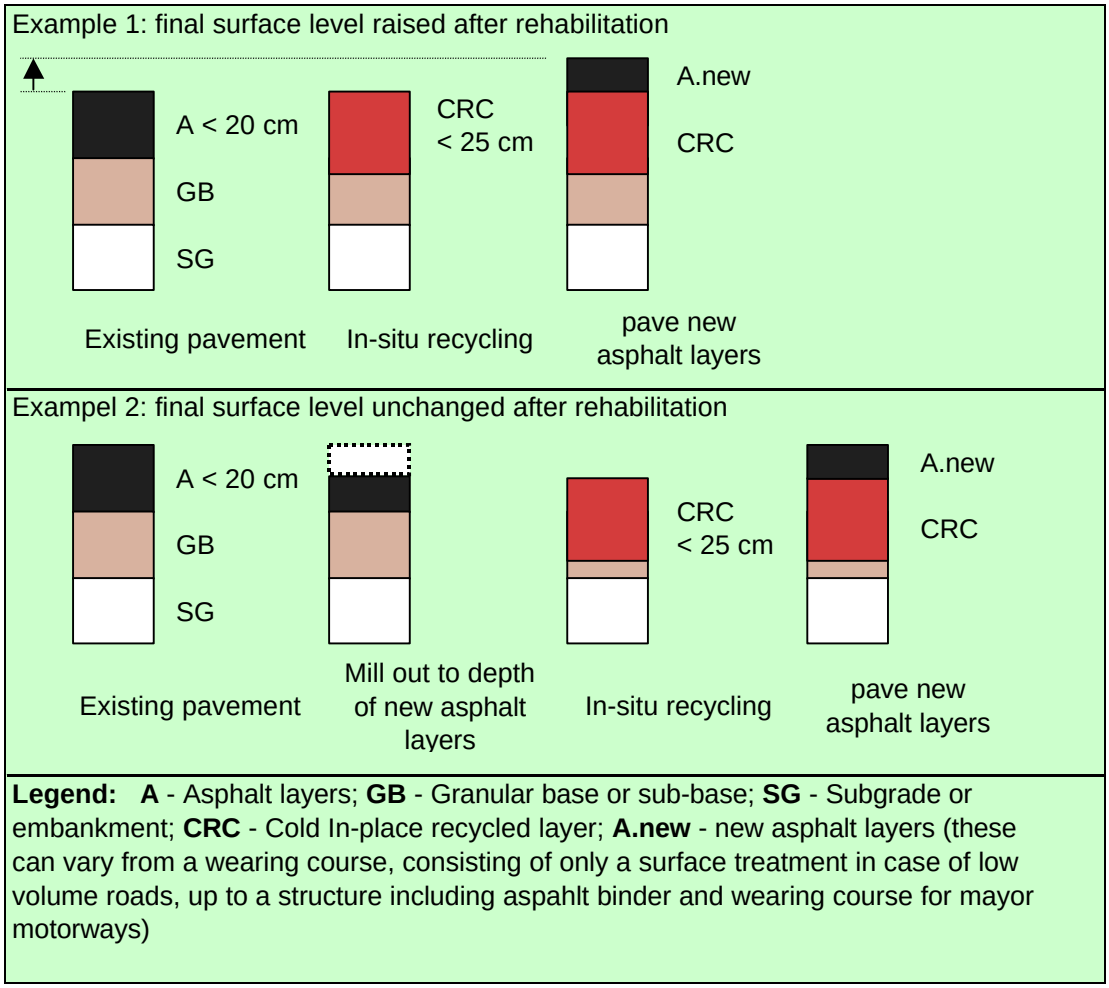


Fig. 25: Some of many application examples of cold in-situ recycling

Prejudices and thoughts against presently known cold recycling methods can be countered by monitoring and documenting previous sites; particularly trial sections. Know-how and experience gained from these results offer an enormously valuable basis for further innovations in the field of stabilisation and in-situ recycling procedures.

REFERENCES

[1] Bilfinger, R.: Bodenvermörtelung mit bituminösen Bindemitteln und Zement, Berlin 1943, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.

[2] Vosteen, B.: Geschichte des Straßen- und Verkehrswesens: Die Behandlung von Böden mit Bindemitteln in der Bundesrepublik Deutschland, Ein Rückblick - Teil1, Straße und Autobahn 6/98 und Teil 2, Straße und Autobahn 4/99.

[3] Der Bundesminister für Verkehr: Vorläufige Richtlinien für die Instandsetzung der Fahrbahndecken auf Bundesautobahnen mit bituminösen Bauweisen, Ausgabe 1958, RIB 58.

[4] Neussner, E.: Die Richtlinien für den Straßenoberbau – Standardausführungen, Ausgabe 1975, RSTO 75, Straße und Autobahn 12/75.

[5] Buchholz, H.: Bodenverfestigungen in der Bundesrepublik, - Straße, Brücke, Tunnel -, 9/69.

[6] Der Bundesminister für Verkehr: Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen im Straßenbau, Ausgabe 1974, TVV 74.

[7] Bundesministerium für Verkehr: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau, Ausgabe 1995, ZTVT-StB 95

[8] Pietrzeniuk, H.-J.: Aspekte des Umweltschutzes bei der Verwendung von industriellen Nebenprodukten, Steinbruch und Sandgrube 7/84.

[9] Busch, J./ Eickschen, E./ Kollar, J./ Krass, K.: Verwendung von Überschußsanden im Straßenbau, Straße und Autobahn 10/96.

[10] Weßelborg, H-H.: Braunkohlenflugaschen für Verfestigung im Straßenbau, Straße und Autobahn 2/99.

[11] Schubenz, D.: Müllverbrennungsaschen als Baustoff für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln, Straße und Autobahn 9/90.

[12] Franke, H.J./ Pätzold, H.: Neuere Erkenntnisse bei der Verfestigung teerhaltiger Ausbaustoffe für hydraulisch gebundene Tragschichten, Heft 20 der Schriftenreihe „Betonstraßen“, Kirschbaumverlag, Bonn.

[13] Kuhl, O.: Wiederverwendung von pechhaltigen Ausbaustoffen durch Einbindung mit hydraulischen Bindemitteln, Straße und Autobahn 10/96.

[14] Feil, H./ Graf, K.: Hydraulisch verfestigte Tragschichten unter Verwendung von pechhaltigem Straßenaufbruch, Straße und Autobahn 6/95.

[15] Bauberatung Zement - Arbeitsblätter Straßenbau: Boden-Zement-Gemische für Bauwerkshinterfüllung, Rohrbettung und Grabenverfüllung

[16] Neussner, E.: Kaltrecyclingbauweisen im Härtetest - Das Projekt Nauberg, Straße und Autobahn 2/2000.

[17] Nies, V.: Rehabilitation of a Heavily Trafficked Road, 4. Internationales Symposium bauma 2001, München.

[18] Cohrs, H.-H.: Bodenstabilisierer-Maschinen für eine solide Basis, tis 3/2000.

[19] Merkblatt für Kaltrecycling in situ im Straßenoberbau, Entwurf September 2000, FGSV.

[20] Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement, 1956, FGSV.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

LA TÉCNICA DEL RECICLADO DE FIRMES CON CEMENTO

THE TECHNIQUE OF PAVEMENT RECYCLING WITH CEMENT

C. Jofré
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director Técnico
Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones
José Abascal, 53
28003 – Madrid (España)
cjofre@ieca.es

RESUMEN

El reciclado in situ con cemento es una alternativa para el refuerzo estructural de firmes agotados cuya aceptación y popularidad es cada vez mayor en todo el mundo. Ello es debido a varios factores: los avances en las recicladoras, los distribuidores de conglomerante y los equipos de compactación; un mejor conocimiento de las propiedades de los materiales reciclados con cemento; el comportamiento de muchos firmes reciclados con esta técnica; la posibilidad de contar con empresas de gran experiencia; y la reducción de costes que es posible conseguir en comparación con otras opciones de rehabilitación. En esta comunicación se presentan de forma sucinta los diferentes aspectos de esta técnica: las propiedades de los materiales reciclados con cemento; los conglomerantes más adecuados; los estudios previos que deben realizarse en el firme existente; la obtención de la fórmula de trabajo; el proyecto estructural de los firmes reciclados; la maquinaria moderna; las etapas del proceso constructivo; el control de calidad; y un análisis de costes.

ABSTRACT

In situ recycling with cement is an option for the structural strengthening of distressed pavements which is becoming worldwide popular and accepted. This is due to several factors: technological advances in recyclers, binder spreaders and compaction machinery; a better understanding of the properties of cement-recycled materials; the performance of many pavements rehabilitated with this technique; the availability of experienced contractors; and its cost effectiveness. This paper is an overview of the different aspects of this technology: properties of cement-recycled materials, cements more suitable for recycling, investigation of the existing pavement, mix design, thickness design, modern machinery, construction steps, quality control and cost analysis.

PALABRAS CLAVE

Reciclado, cemento, proyecto, maquinaria, construcción, control de calidad, costes

KEY WORDS

Recycling, cement, design, machinery, construction, quality control, costs

1. INTRODUCCIÓN

El reciclado es una técnica cuyo objetivo fundamental es transformar un firme degradado en una estructura homogénea y adaptada al tráfico que debe soportar. Más concretamente, consiste en reutilizar sus materiales para la construcción de una nueva capa mediante la disgregación de los mismos en una cierta profundidad, la adición de un conglomerante / aglomerante (cemento, emulsión, betún espumado ...), agua (para la hidratación, envuelta y compactación), eventualmente áridos (como correctores granulométricos o con otros fines) y algún aditivo, con una dosificación obtenida mediante ensayos. La mezcla homogénea de estos materiales se extiende, compacta y cura adecuadamente, constituyendo una base o capa de mayor resistencia estructural de un nuevo firme.

El reciclado se puede efectuar en central o in situ. Este último procedimiento de mezcla es el más empleado actualmente, sobre todo en el caso de realizarse con cemento, solo o combinado con otros aglomerantes (emulsión bituminosa o betún espumado).

En la presente comunicación se exponen de forma sucinta los aspectos más importantes del reciclado in situ con cemento, sus posibilidades y algunos factores que pueden contribuir a su desarrollo, sobre todo en aquellos países en los que todavía no se ha utilizado o bien la experiencia es reducida. No se pretende profundizar en los detalles específicos que serán presentados durante las sesiones dedicadas a este tema en el Simposio.

2. DESARROLLO HISTÓRICO

Un primer precedente del empleo de las técnicas de reciclado se dio después de la Segunda Guerra Mundial, cuando para reparar las carreteras secundarias afectadas por la misma se puso en práctica en el Reino Unido un procedimiento llamado “Retread Process” o proceso de recauchutado.

Consistía en escarificar el firme, añadir en caso necesario una pequeña cantidad de árido y mezclar in situ el material escarificado con el aportado con ayuda de una motoniveladora o una grada de discos. A continuación se regaba con una emulsión bituminosa de bajo contenido de ligante, e inmediatamente se procedía al mezclado con gradas de discos. El primer día sólo se compactaba muy ligeramente el material mezclado, puesto que tenía mucha agua, y al día siguiente se terminaba la compactación. Se trataba de un procedimiento muy simple pero que, ejecutado correctamente, proporcionaba unos resultados aceptables.

Posteriormente la técnica siguió utilizándose de forma no muy generalizada, puesto que los equipos de los que se disponía no podían garantizar una mezcla adecuada con el cemento ni tampoco una compactación eficaz en espesores superiores a 15 cm, cifra que hoy en día se considera como el límite inferior para poder obtener una capa reciclada con una correcta capacidad de soporte.

No fue hasta mediados de los años 80 cuando el reciclado in situ con adición de cemento para el acondicionamiento de carreteras se desarrolló con un éxito notable, debido principalmente a tres factores:

- un mejor conocimiento de las características mecánicas de los materiales tratados con cemento y del comportamiento de los firmes semirrígidos

- el empleo de nuevos equipos de mayor potencia, rendimiento y profundidad de trabajo, que proporcionan una mayor calidad del producto final y por otra parte se traducen en una reducción de costes

- la creciente conciencia ecológica, que ha impulsado esta técnica por los beneficios medioambientales que aporta ante el agotamiento de los yacimientos de áridos existentes y la dificultad de abrir nuevas explotaciones.

En la actualidad el reciclado con cemento es una técnica muy utilizada en un gran número de países repartidos por todo el mundo. Australia, Estados Unidos, Francia, Sudáfrica y España son algunos de los líderes de la misma. Sus aplicaciones no se limitan a firmes de carreteras, habiéndose ya utilizado, por ejemplo, en algunos aeropuertos.

Como resultado de esta amplia experiencia, el reciclado con cemento, empleado en un principio únicamente en vías de baja intensidad de tráfico, se aplica ya en carreteras con un importante volumen de vehículos pesados. Un ejemplo destacado lo constituye una obra con una longitud total de 30 km en una carretera de la red estatal de España, en la que la intensidad media diaria de vehículos pesados en cada sentido varía entre 800 y 1200, según los tramos. El reciclado del firme existente, en una profundidad entre 25 y 30 cm, se llevó a cabo en 1995. Con solamente 10 cm de mezcla bituminosa (5 cm hasta 1998) su comportamiento puede considerarse excelente.

También como consecuencia de este desarrollo, varias Administraciones han publicado o tienen muy avanzada la elaboración de prescripciones y guías técnicas para el proyecto o ejecución de reciclados con cemento. Al temprano ejemplo de Japón (1988) hay que añadir, entre otros, los de España, Alemania, Francia, Inglaterra, la región valona de Bélgica o el estado de Nueva Gales del Sur (Australia).

Asimismo, para difundir las técnicas de reciclado el Comité Técnico Internacional de Firmes de la AIPCR (Asociación Mundial de Carreteras) está redactando distintas guías sobre las mismas, una de las cuales estará dedicada al reciclado con cemento.

3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES RECICLADOS CON CEMENTO

3.1 Características mecánicas

El conocimiento de las características mecánicas de los materiales reciclados es indispensable para establecer la fórmula de trabajo y efectuar el dimensionamiento de la nueva estructura del firme, es decir, para determinar el espesor a reciclar necesario, así como el de la capa o capas de mezcla bituminosa a disponer encima del mismo.

Por ello es necesario estimar, previamente a la ejecución del reciclado, las características mecánicas del material una vez tratado. Esta es una de las mayores dificultades de esta

técnica, ya que se parte de materiales relativamente heterogéneos y por otro lado no es posible conocer bien a priori la disgregación real que se obtendrá en obra.

Debido a la gran heterogeneidad de los materiales que pueden encontrarse en las distintas obras (e incluso muchas veces dentro de una misma obra), las características de las mezclas obtenidas como consecuencia de un reciclado con cemento se mueven en un intervalo muy amplio de valores en lo que se refiere a sus resistencias mecánicas y su módulo de elasticidad. En la figura 1 se han representado los resultados obtenidos a este respecto en una serie de obras francesas, con edades comprendidas entre 1 y 2 años y contenidos de cemento variando entre el 4,5 y el 6% en peso de materiales secos.

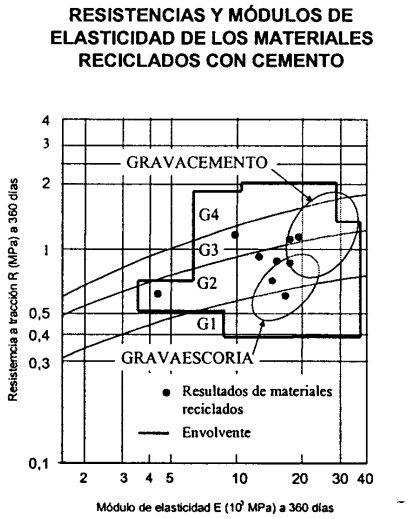


Figura 1

Se han representado también en la fig. 1 los dominios normales en los que se mueven tanto las gravascemento como las gravasescoria. Del análisis de la misma se deduce que dentro del campo de los materiales reciclados con cemento pueden encontrarse desde mezclas cuya rigidez y resistencia son similares a las de una gravacemento a otras en los que dichos parámetros son más bien similares a las de un suelocemento; y ello a pesar de que se parta en teoría de unos materiales granulares obtenidos después del fresado y, en muchas ocasiones, también de un contenido de cemento (4,5 – 6%) superior al usual en una gravacemento. Este diferente comportamiento de los materiales reciclados puede ser debido a distintas causas, entre las que pueden mencionarse las siguientes:

- los áridos existentes en el firme (zahorras, etc.) pueden ser de mala calidad

- las capas del firme pueden estar contaminadas con arcillas

- al aumentar el porcentaje de capas bituminosas dentro del material fresado se reduce el módulo de elasticidad, como se verá más adelante. Ello puede atribuirse por un lado a la presencia de áridos recubiertos de betún, que tienen una peor adherencia con la pasta de cemento que los áridos naturales; y por otro, a que una fracción de los materiales fresados

está constituida por partículas de mortero bituminoso, que dan lugar a un "árido" de baja resistencia

- si el firme contiene capas tratadas con cemento, los materiales resultantes del fresado están constituidos por los áridos originales envueltos por mortero, y son por tanto menos resistentes.

La amplia variación de las resistencias mecánicas de los materiales reciclados con cemento realmente obtenidas in situ puede explicarse por los numerosos factores que intervienen en las mismas, entre los que pueden destacarse los siguientes:

- el contenido de cemento
- los materiales que se reciclan: áridos de mayor o menor calidad, presencia de arcilla, espesor de mezcla bituminosa incluido en el fresado
- la eficacia del proceso de disgregación del firme y de mezcla con el conglomerante
- la densidad alcanzada en la compactación
- la humedad de la mezcla
- la edad del material

En cualquier caso, las resistencias mecánicas se incrementan notablemente con el contenido de cemento, a igualdad del resto de factores.

La proporción de mezcla bituminosa en el material fresado, como ya se ha dicho, es otro parámetro de gran importancia, de forma que si dicho contenido es del orden de un 30% (lo que ocurre si, por ejemplo, se reciclan 10 cm de aglomerado y 20 cm de zahorras), tanto la resistencia como el módulo de elasticidad pueden descender a un 50% de los valores obtenidos en el caso de mezclarse los mismos materiales granulares solamente con cemento.
Aun teniendo en cuenta todas estas variables, hay que indicar que las mezclas recicladas con cemento se caracterizan por una elevada rigidez, muy superior a la de los materiales de partida. Ello se traduce en un incremento muy notable de la capacidad de soporte con respecto a la del firme de partida, y una importante disminución tanto de las deflexiones como de las tensiones transmitidas a la explanada. Puede indicarse a este respecto que en Francia se han propuesto para el dimensionamiento de firmes reciclados con cemento valores del módulo de elasticidad a un año comprendidos entre 11 000 y 20000 MPa, tal y como se indica en la tabla 1. Dicho intervalo se corresponde aproximadamente con la parte central del rango de valores obtenidos con estos materiales (fig. 1).

Tabla 1: Valores del módulo de elasticidad (360 días) propuestos para el dimensionamiento de firmes reciclados con cemento

Características del reciclado		E (MPa)
Materiales existentes	Ejecución	
Áridos de buena calidad y de granulometría homogénea	Distribuidores de conglomerante y recicladoras de gama alta	20000
Otros casos	Distribuidores de conglomerante y recicladoras de gama alta	16000
Áridos de buena calidad y de granulometría homogénea	Otros casos	16000
Otros casos	Otros casos	11000

Los valores anteriores, si bien son a 360 días, pueden resultar quizás algo elevados en comparación con los utilizados en otros países, que suelen definirse para edades más tempranas. No obstante, quizás lo más importante a destacar de los mismos sea la influencia que pueden tener no sólo los materiales de partida, sino también la maquinaria utilizada y, en definitiva, el proceso de puesta en obra.

En lo que se refiere al comportamiento a fatiga de los materiales realizados con cemento, una serie de ensayos realizados muestran que es similar al de los hormigones vibrados o las gravascemento; es decir, se trata de mezclas con una curva de fatiga presentando una pendiente muy reducida. En consecuencia, una ligera disminución de las tensiones en la capa reciclada se traduce en un gran aumento de su vida de servicio de la misma. Por el contrario, un incremento de las tensiones, provocado por ejemplo por una falta de espesor, da lugar a un sensible acortamiento del número de cargas que puede soportar el firme. Como se detalla más adelante, es preciso por tanto que la capa reciclada tenga un espesor mínimo (no inferior, por ejemplo, a 20 cm), a fin de no obtener un firme demasiado frágil, con grandes probabilidades de sufrir un deterioro importante tras el paso de un número relativamente reducido de vehículos pesados.

De acuerdo con lo anterior, como ley de fatiga de los materiales reciclados con cemento puede adoptarse en principio la siguiente

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = 1 - \left(\frac{1}{12}\right) \cdot \log N$$

en donde

σ : tensión de flexotracción provocada por una determinada carga

σ_0: resistencia a flexotracción del material

N: número de aplicaciones de la carga provocando la tensión s que puede soportar el material hasta rotura

3.2 Otras características de los materiales reciclados con cemento

Además de las características mecánicas mencionadas anteriormente, los materiales reciclados con cemento tienen otras propiedades muy similares a las de las gravascemento, pudiendo destacarse entre ellas las siguientes:

- plazo de manejabilidad
- estabilidad inmediata
- dependencia de las resistencias mecánicas frente a la densidad
- fisuración por retracción térmica

3.2.1 Plazo de manejabilidad

Como en cualquier mezcla con cemento, la compactación de los materiales reciclados ha de finalizarse dentro del llamado plazo de manejabilidad. A medida que se va desarrollando el proceso de hidratación del conglomerante, empiezan a formarse un cierto número de enlaces cristalinos entre los áridos, los cuales pueden ser destruidos, sin posibilidad de regenerarse, por los esfuerzos originados por la compactación. En consecuencia, ésta debe completarse antes de que se haya formado un número demasiado elevado de enlaces cuya rotura perjudicaría de forma apreciable el comportamiento posterior del material. El intervalo máximo dentro del cual deben efectuarse las operaciones de compactación es lo que se denomina plazo de manejabilidad. Este concepto no debe confundirse con el tiempo de fraguado de conglomerante, que lógicamente es uno de los parámetros que lo influencian, pero no el único; la naturaleza de los áridos, el contenido de agua o las condiciones de la obra son también otros factores a tener en cuenta.

Existen diversos métodos para determinar el plazo de manejabilidad. El más sencillo consiste en realizar ensayos de compactación diferida, determinando el descenso de densidad que se produce en las probetas a medida que se va dejando transcurrir entre el mezclado del material y su compactación. Se considera que se ha alcanzado el plazo de trabajabilidad cuando dicha disminución es igual a un 2% de la densidad inicial. Los ensayos deben realizarse a la temperatura prevista en obra durante las horas más calurosas.

En el reciclado in situ de firmes con cemento, la compactación se inicia prácticamente sin ningún desfase con respecto a la fabricación de la mezcla, por lo que podría pensarse en principio que dicho plazo no tiene por que ser muy elevado. No hay que olvidar, sin embargo, que los rodillos compactan la zona de contacto entre dos bandas adyacentes situándose a caballo sobre las mismas. Por ello puede haber transcurrido un tiempo apreciable desde que se produjo el mezclado de los materiales de la primera banda, dado que la recicladora tiene que haber completado la misma y retrocedido para realizar la siguiente. Si la compactación de la franja de contacto se lleva a cabo una vez finalizado el plazo de manejabilidad, es muy probable que se formen tanto una zona de baja resistencia como una junta fría longitudinal, la cual se reflejará luego en la capa de rodadura.

3.2.2 Estabilidad inmediata

Una de las propiedades más apreciadas de las mezclas granulares con cemento, sobre todo pensando en su utilización en obras de rehabilitación bajo tráfico, es su posibilidad de apertura inmediata a la circulación. Ello es debido a la estabilidad que normalmente adquiere su esqueleto mineral una vez compactado, con lo que las deformaciones originadas por los vehículos no son suficientes para romper los enlaces entre los áridos. Con ello no se interrumpe el proceso de ganancia de resistencias mecánicas, responsable del comportamiento a largo plazo del material.

Para obtener una adecuada estabilidad inmediata suele ser suficiente que el material contenga una cierta proporción de elementos de machaqueo, lo cual queda garantizado en los firmes reciclados por su proceso de ejecución. no es infrecuente, por tanto, que una capa reciclada con cemento se abra al tráfico a las 3 ó 4 horas de haberse llevado a cabo la disgregación del firme existente, una vez completada la protección del riego de curado.

3.2.3 Dependencia de las resistencias mecánicas frente al grado de compactación alcanzado

Un pequeño descenso en la densidad obtenida (por ejemplo, de un 5%) se traduce en una gran disminución de las resistencias mecánicas, que puede llegar a ser del orden de un 25%.
En consecuencia, en el reciclado de firmes con cemento la compactación debe llevarse a cabo de forma cuidadosa, debiendo alcanzarse en cualquier punto la densidad mínima exigida en las especificaciones. Hay que tener en cuenta además que en este tipo de obras los materiales suelen ser más difíciles de compactar que en el caso de una gravacemento o un hormigón compactado; y que los espesores de tratamiento pueden ser superiores a 25 ó 30 cm en el caso de tráficos importantes.

3.2.4 Fisuración por retracción térmica

Debido a la rigidez de los materiales reciclados con cemento, con módulos de elasticidad elevados, y a su coeficiente de dilatación térmica (aproximadamente 10^{-7}/ºC), las tensiones que se originan en los mismos como consecuencia del efecto combinado de las variaciones de temperatura diarias y estacionales y de las cargas de tráfico pueden llegar a rebasar las de rotura. En consecuencia, la fisuración de estos materiales es un hecho inherente a su naturaleza, al igual que la de los firmes semirrígidos convencionalesy no debe ser atribuida en general a fallos de ejecución.

Las características de estas fisuras (distancia entre las mismas, abertura, momento de aparición) dependen de un gran número de factores (tipo de cemento, dosificación, naturaleza y granulometría de los elementos obtenidos tras el fresado, etc.). Las condiciones climáticas durante la ejecución y el curado influyen también considerablemente en el proceso. A estos factores hay que añadir la variabilidad de materiales que suele ser frecuente encontrar en los firmes reciclados.

Como se indica más adelante, el contenido de cemento de una capa reciclada se ajusta para obtener unas características resistentes similares al menos a las de un suelocemento o próximas a las de una gravacemento. Un material de este tipo suele presentar una fisuración espontánea fina y a distancias cortas. Sin embargo, las heterogeneidades del firme existente pueden dar lugar a unas dispersiones importantes en las resistencias in situ, que con

frecuencia alcanzan valores bastante más elevados. Este hecho, unido a los espesores importantes de reciclado y al relativamente pequeño espesor de la capa de rodadura bituminosa, puede traducirse en la aparición de fisuras transversales de retracción con separaciones relativamente largas (superiores a 6 m) y en la reflexión de las mismas en la superficie. Dichas fisuras, que en obras de la red secundaria no suelen tener importancia, en carreteras para tráficos más elevados puede dar lugar a problemas: fatiga acelerada del firme por pérdida de continuidad del mismo en las fisuras, deterioro de éstas como consecuencia del paso repetido de los vehículos, penetración de agua en la explanada, etc. Por ello, en estos casos hay que tratar de evitar la aparición de dichas fisuras en la superficie de rodadura, al igual que en cualquier firme semirrígido sometido a una circulación intensa.

Para alcanzar dicho objetivo se ha recurrido a varios métodos. No obstante, la larga experiencia acumulada indica que el más eficaz consiste en disminuir al mínimo los movimientos de las fisuras, mediante la reducción de las separaciones entre las mismas. Las tendencias actuales en este sentido se orientan hacia una prefisuración ordenada, con una localización precisa de las fisuras mediante la creación en fresco de entallas a distancias cortas (en general, entre 2,5 y 3,5 m), antes de iniciar la compactación del material. Para ello existen en la actualidad varios métodos, los cuales se describen en otro de los apartados de esta comunicación. La apertura rápida al tráfico de las capas recicladas, debidamente protegidas para evitar deterioros de la superficie, contribuye a una apertura uniforme de todas las juntas.

Aunque los límites son difíciles de establecer, puede considerarse en principio que, con cargas máximas por eje simple del orden de 13 t, la prefisuración es prácticamente obligada para intensidades medias diarias superiores a unos 500 vehículos pesados por sentido. No obstante, la facilidad de realización de este tipo de juntas, su reducido coste (inferior en general a 120 pts/m) y las ventajas que aporta hacen que se trate de una medida muy recomendable para todo tipo de tráficos.

3.3 Reciclados mixtos cemento–emulsión o cemento–betún espumado

En varios países se posee una amplia experiencia de los reciclados mixtos combinando el cemento con una emulsión bituminosa o un betún espumado. Se trata de una técnica con la que se tratan de conseguir materiales con una rigidez intermedia entre las que se obtienen utilizando cada uno de estos conglomerantes o ligantes por separado. Con ello se reducen las probabilidades de aparición de fisuras de retracción. Como principal inconveniente puede señalarse el del coste del proceso, bastante más elevado que en el caso de un reciclado con cemento al tener que aumentar la dotación total de agentes estabilizadores, de los que los de tipo bituminoso tienen un precio entre 2 y 3,5 veces el del cemento, dependiendo de la situación del mercado.

En las propiedades de las mezclas recicladas mediante la combinación de estos dos ligantes tiene una gran influencia, como es lógico, el contenido de cada uno de ellos. El cemento tiene una gran influencia en la rigidez de la mezcla y, por tanto, en su capacidad de reparto de cargas, aumentando ambas de forma muy importante al crecer dicho contenido. Por el contrario, el efecto del incremento del contenido de betún es mucho menos acusado.

En estos reciclados mixtos es frecuente que el cemento se emplee en dotaciones del orden del 1,0 al 2,5%, de forma que el material que se obtiene es más próximo, por su módulo de

elasticidad, al de una mezcla bituminosa o una gravaemulsión. Empleando una terminología similar en cierto modo a la de las estabilizaciones de suelos, podría decirse que en estos casos se trataría de un reciclado con betún o con emulsión “mejorado”, en el que el cemento no solamente tiene el efecto beneficioso de un aumento de la rigidez, sino que también, en el caso de combinarse con emulsión, fija parte del agua de la misma.

De lo anteriormente expuesto se deduce la gran dificultad para dar informaciones de tipo general sobre las características de los materiales obtenidos con estos reciclados mixtos, aunque en general suelen diferir bastante de las de los reciclados con cemento. Por ello no serán abordados de nuevo en la presente comunicación.

4. MATERIALES

La aportación de materiales nuevos suele limitarse al cemento y al agua de mezclado. En algunos casos es preciso incorporar también áridos, bien como corrector granulométrico o bien con otros objetivos.

En lo que se refiere a los cementos, los más adecuados son los que poseen las siguientes características:

- un contenido elevado de adiciones activas
- una resistencia media–baja
- y un desarrollo lento de resistencias a edades tempranas

La primera de ellas se traduce en un plazo de manejabilidad más elevado que en el caso de emplearse cementos sin adiciones; mientras que las otras dos dan lugar a un esquema de fisuración más favorable.

En cuanto a los tipos de cemento, y hablando en primer lugar de los incluidos en la Norma EN 197-1:2000 sobre cementos comunes, la cual es de aplicación obligatoria en 19 países europeos, en principio podrían utilizarse todos los cementos comunes (CEM) incluidos en la misma. No obstante, los más aconsejables son los cementos de horno alto tipo CEM III/A , los cementos puzolánicos CEM IV/B y los cementos compuestos CEM V/A, todos ellos con un contenido de adiciones activas no inferior al 35% del total de componentes (excluido el sulfato de calcio para la regulación del fraguado). Además de sus características de retraso en el comienzo de fraguado, lo que da un mayor margen para las operaciones de puesta en obra, la presencia de cenizas, escorias o puzolanas mejora el comportamiento de los materiales reciclados o estabilizados ante eventuales ataques de agentes externos de agresividad débil o media (en el caso de los cementos de horno alto esta resistencia se extiende también a la presencia de sulfatos).

En el extremo opuesto se encontrarían los cementos Portland CEM I, con un 95 – 100% de clinker, que aunque pueden emplearse en reciclados, exigirían en muchos casos el empleo de retardadores de fraguado para alcanzar un plazo de manejabilidad adecuado.

Los cementos Portland compuestos CEM II ocupan un espacio intermedio, pudiéndose emplear sin ningún problema en estabilizaciones y reciclados. En algunas ocasiones pueden incluso ser más adecuados que los cementos mencionados anteriormente, como es el caso de la existencia de materia orgánica o de materiales arcillosos que hayan contaminado las capas del firme a reciclar. En estas situaciones es recomendable aumentar la cantidad de portlandita de la mezcla, lo que se consigue con contenidos más bajos de adición y más elevados de clinker.

No obstante, las diferencias en los resultados que se obtienen con los cementos II, III, IV ó V no son muy importantes, por lo que en general suelen primar en su elección factores como el coste o la disponibilidad.

Es conveniente recordar que, aun teniendo una denominación parecida, estos cementos de la norma EN 191 no guardan ninguna relación con los cementos Portland especificados en la Norma ASTM C150, de uso común en Estados Unidos y en varios países de Latinoamérica. En ambos casos se definen los tipos de cemento I a V; pero los de la ASTM C150 no contienen adiciones activas, por lo que únicamente el tipo I/A europeo podría encuadrarse dentro de los definidos en esta última norma. Los cementos europeos II a V se corresponden más bien con los de la norma ASTM C595 sobre cementos mixtos (blended cements).

Además de estos cementos hay que señalar que en algunos países europeos se utilizan también los denominados conglomerantes hidráulicos para carreteras. Se trata de materiales con un contenido reducido o incluso nulo de clinker, generalmente con escoria granulada de alto horno como componente principal, y en ocasiones de molienda gruesa (superficie específica Blaine entre 1500 y 2500 cm^2/g). Todo ello se traduce en un plazo de manejabilidad muy elevado (superior en ocasiones a 10 h) y un desarrollo lento de resistencias a edades tempranas, lo cual es favorable para evitar la aparición de fisuras a distancias elevadas y su posterior reflejo en la capa de rodadura. Las características de estos conglomerantes se encuentran especificadas en la Norma experimental ENV 13282:2000. Otros países fuera de Europa tienen también experiencia en el empleo de conglomerantes similares.

En cuanto a la resistencia de los distintos cementos, entre los incluidos en la normativa europea los más recomendables para reciclados son, dentro de los cementos comunes, los de clase resistente 32,5, y dentro de los conglomerantes hidráulicos para carreteras, los de las clases resistentes 22,5 y 32,5. Cuanto más elevada es la resistencia del cemento, mayor es el peligro de que se produzcan fisuraciones por retracción, por lo que el empleo de cementos de clase resistente 42,5 ó 42,5R solamente se justificaría en el caso de obras ejecutadas en tiempo frío. Por otro lado, la utilización de cementos de clase resistente alta puede dar lugar a contenidos de conglomerante excesivamente bajos (del orden del 2 – 2,5% en peso de materiales secos), con los que pueden alcanzarse las resistencias especificadas, pero con los que no es posible garantizar una distribución homogénea en toda la masa del material, sobre todo si se incorpora en forma pulverulenta.

Dentro de los cementos hay que señalar también el desarrollo en algunos países de conglomerantes especialmente concebidos para el reciclado de materiales contaminados con alquitrán; así como de cementos con una baja emisión de polvo, para lo que existen diversos procedimientos (por ejemplo, mediante la adición de un pequeño porcentaje de fibras de teflón).

En lo que se refiere a otros materiales, si los ensayos del material a reciclar aconsejasen el empleo de un árido como corrector granulométrico, éste deberá ser no plástico y tener una granulometría e incorporarse al firme existente en una proporción que permita obtener una curva granulométrica del material reciclado lo más continua posible. Por otra parte, si fuese necesario utilizar un árido de aportación para corregir peraltes, completar el espesor de una capa reciclada o efectuar un ensanche, cumplirán las prescripciones exigidas a los materiales para bases o subbases granulares.

5. ESTUDIOS PREVIOS

Antes de efectuar un reciclado es preciso realizar una serie de estudios previos con objeto de:

- verificar la factibilidad del reciclado
- definir el tipo de reciclado
- determinar las características del material reciclado mediante ensayos de laboratorio y obtener la fórmula de trabajo.

En el reciclado in situ se aprovecha el firme existente como yacimiento de áridos. Por ello, para verificar la posibilidad de realizar un reciclado hay que conocer previamente las características de los materiales existentes y el espesor de las capas de dicho firme.

Los materiales de los firmes existentes pueden ser sometidos, en una gran mayoría, a un reciclado con cemento. No obstante, los de granulometría discontinua, tipo macadam, necesitan la aportación previa de un corrector granulométrico (arena, gravilla), o bien el ajuste de la velocidad del rotor y de la posición de las placas fragmentadoras. Por otra parte, los materiales con elementos de gran tamaño, superior a 80 ó 100 mm, pueden requerir en algunos casos la utilización de equipos especiales para la disgregación del firme.

Finalmente, la presencia de ciertas sustancias tales como materias orgánicas, sulfuros (piritas), sulfatos (yesos) o cloruros (sal gema) puede perturbar o incluso impedir el fraguado del cemento.

La factibilidad de un reciclado debe ser establecida mediante el conocimiento de la estructura del firme y de las características de los materiales que lo componen. Para ello se procederá al reconocimiento de la carretera, a la caracterización de los materiales de firme y a la obtención de los datos de tráfico y clima.

5.1 Reconocimiento de la carretera

5.1.1 Reconocimiento del firme

El objetivo de esta primera etapa es reunir el mayor número de elementos que permitan identificar el estado estructural del firme, así como la naturaleza y los espesores de las capas que lo constituyen. Los pasos que han de seguirse para ello son

- recopilación de informaciones sobre la historia de la carretera
- evaluación visual de las degradaciones
- estimación de las variaciones de la estructura del firme a lo largo del tramo a reciclar, mediante el paso de equipos tipo georádar (medida muy recomendable)
- en caso necesario, campaña de auscultación de la carretera (deflexiones, regularidad longitudinal y transversal, extracción de testigos, etc.).

Por medio de la información obtenida en esta etapa se divide la carretera en zonas homogéneas en cuanto a su comportamiento, estado y necesidades de refuerzo.

Además del firme en sí, hay que recoger datos sobre otros elementos que también pueden influir en el proyecto y ejecución del reciclado, los cuales se detallan a continuación.

5.1.2 Drenaje

Como en toda obra de rehabilitación, es necesario detectar y corregir los problemas de drenaje que pueda presentar la plataforma de la carretera: cunetas, obras de desagüe superficial, drenes subterráneos, etc. En caso necesario deberá llevarse a cabo el saneo de blandones localizados.

5.1.3 Tráfico de proyecto

Para el dimensionamiento del firme es necesario conocer el volumen medio diario por sentido de circulación de los vehículos pesados durante el primer año después de la rehabilitación y en el futuro. Al tratarse de carreteras en servicio, la estimación de la misma es más fácil y, si no se tienen datos, pueden realizarse los aforos pertinentes. Especial atención requieren las vías de baja intensidad de tráfico, con un uso intensivo estacional (caminos agrícolas, forestales, etc.).

5.1.4 Ensanches y arcenes

El reconocimiento de la carretera debe comprender los arcenes y bermas existentes, por lo que las calicatas en la calzada se continuarán a través de ellos con medidas de espesores y toma de muestras para su ensayo. Con frecuencia, la rehabilitación de un firme mediante reciclado in situ se aprovecha para ensanchar la calzada y disponer unos arcenes con mayor capacidad de soporte. Para los ensanches debe emplearse una grava de características como mínimo similares a las del material a reciclar. Si no se dispone de la misma de forma económica, el ensanche deberá realizarse con suelocemento. El objetivo final es obtener un firme cuyas características después del ensanche y reciclado sean lo más homogéneas posible en una misma sección transversal.

5.1.5 Servicios existentes

Debe obtenerse información de los servicios existentes, especialmente en el caso de reciclados de travesías o vías urbanas, a fin de evitar que se produzcan deterioros en los mismos, sobre todo si están a profundidad reducida (menos de 150 mm bajo el firme) y llevan ya muchos años instalados.

3.2 Toma de muestras representativas

A continuación se procede a realizar tomas de muestras de materiales en emplazamientos precisos, determinados en la primera etapa. Para ello se recurre a sondeos o bien a calicatas en todo el ancho de la calzada, que permiten definir la naturaleza de los materiales existentes y la geometría del firme. La frecuencia depende del tipo e importancia de la obra. En general suelen ser suficientes unos dos sondeos y una calicata por kilómetro.

5.3 Caracterización de los materiales del firme

Las muestras extraídas se analizan en laboratorio a fin de identificar:

- la naturaleza y humedad de la explanada
- la naturaleza y humedad de los materiales que componen las distintas capas del firme existente
- la eventual presencia de productos susceptibles de perturbar o impedir el fraguado del cemento.

5.3.1.1 Identificación de los materiales

Se realizan las siguientes determinaciones:

- granulometría: la curva granulométrica permite juzgar la necesidad o no de un corrector granulométrico. Por otra parte, el tamaño máximo condiciona la elección de los equipos para realizar el reciclado
- estudio de los finos: para caracterizar la cantidad y la actividad de las partículas arcillosas del material se obtiene el índice de plasticidad Ip o bien el valor de azul de metileno VAM.

Con valores respectivamente superiores a 15 o 2,5 puede ser necesario un reciclado mixto con cal y cemento, así como evaluar, en su caso, la dotación de cal necesaria para anular el efecto de las arcillas contenidas en el material.

5.3.1.2 Determinación de la humedad de los materiales

Se debe determinar:

- la humedad natural del material a reciclar w_{nat}

- la humedad óptima w_{opt} de compactación, una vez incorporado el cemento, mediante el ensayo Proctor modificado. No hay que olvidar, a este respecto, que el ensayo debe realizarse sobre un material que reproduzca de forma lo más aproximada posible la granulometría obtenida in situ después del paso del equipo de reciclado.

5.3.1.3 Identificación de eventuales productos inhibidores del fraguado

Además de los parámetros anteriores, el estudio debe indicar la presencia o no de elementos susceptibles de perjudicar la acción del cemento. Para ello ha de realizarse un ensayo de aptitud para el fraguado.

Una vez completada esta etapa, se tienen ya los datos suficientes para poder juzgar si se puede realizar o no un reciclado y, en caso afirmativo, definir con precisión este último.

6. ESTUDIO DE LA FÓRMULA DE TRABAJO

El objetivo del mismo es determinar el contenido de cemento a añadir al material (existente in situ o, en su caso, modificado mediante la incorporación de un corrector granulométrico) a fin de que el material alcance las características mecánicas requeridas para el dimensionamiento. Generalmente, el estudio suele encaminarse a obtener una determinada resistencia a compresión.

La metodología del estudio consiste en establecer la variación de los parámetros a determinar en función de la dotación de cemento, de la variación del contenido de agua y de la densidad de las probetas. Además de las resistencias, ya se ha mencionado que tiene un interés especial determinar el plazo de manejabilidad del material reciclado en función de las condiciones climáticas, para ajustar no solamente el tiempo de compactación de la mezcla, sino también el desfase máximo entre la ejecución de dos bandas adyacentes de reciclado, a fin de evitar la formación de juntas frías en la zona de contacto.

Es frecuente que se especifique una resistencia a compresión a 7 días, sobre probeta cilíndrica, igual a 2,5 MPa. Este valor es del mismo orden del que se suele exigir en subbases de suelocemento. La dotación de cemento para alcanzar esta resistencia varía en general entre el 3 y el 6% en peso de materiales secos. En caso de utilizarse conglomerantes con un contenido elevado de adiciones activas (del orden de un 50% o superior) y por tanto con un desarrollo más lento de resistencias a edades tempranas, puede admitirse una reducción de aproximadamente un 15%.

Las resistencias a compresión deben determinarse sobre probetas compactadas al porcentaje mínimo exigido en obra de la densidad máxima Proctor modificado (en general, 97% PM). Al igual que en los ensayos para la obtención de la densidad, las probetas deben confeccionarse con materiales que reproduzcan de forma lo más aproximada posible la granulometría obtenida in situ después del paso del equipo de reciclado.

En la determinación de la fórmula de trabajo hay que tener en cuenta que no es posible ir modificando continuamente en obra las fórmulas de trabajo para acomodarlas a las variaciones en la granulometría y otras características de los materiales in situ.

Es preciso elegir, por tanto, una composición media de la mezcla, y determinar en el estudio las variaciones en las características mecánicas resultantes de las desviaciones de los materiales in situ con respecto a dicha composición media.

Si el firme a tratar es homogéneo, es posible estimar mediante un estudio de laboratorio las características del material después de ser reciclado, con las naturales dispersiones introducidas por el proceso de puesta en obra

Sin embargo, si la heterogeneidad de los materiales es muy grande, es difícil determinar en laboratorio las características mecánicas del material tratado, por la dispersión de los resultados. Si la obra tiene suficiente longitud, pueden construirse pequeños tramos de ensayo de los cuales se extraigan muestras para la confección de probetas, una vez realizada por el equipo de reciclado la disgregación y homogeneización de los materiales existentes. Cuando esto no sea factible, puede iniciarse el reciclado con una dotación algo más elevada de cemento (del orden de un 1%) y ajustar después con los resultados de los ensayos mecánicos que se vayan obteniendo.

7. DIMENSIONAMIENTO DE LA REHABILITACIÓN DE UN FIRME EXISTENTE MEDIANTE RECICLADO IN SITU CON CEMENTO

El dimensionamiento consiste en la determinación del espesor de reciclado y del espesor total de mezcla bituminosa de rodadura, que en general será en caliente, salvo para tráfico ligero que suelen utilizarse mezclas bituminosas en frío y dobles tratamientos superficiales. La técnica del reciclado in situ con cemento es particularmente útil cuando el firme a rehabilitar está muy degradado, con deflexiones elevadas.

La capacidad de soporte de un firme suele tener una influencia muy reducida en la que obtiene tras el reciclado del mismo con cemento. Por ello, el dimensionamiento de un firmes reciclado con cemento debe realizarse como el de un firme nuevo, pudiendo seguirse, como en este último caso, varios enfoques distintos:

- realizar un cálculo teórico mediante un sistema multicapa, realizando previamente una estimación del módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, tanto de la capa reciclada como de la explanada y de las capas del firme existente que se mantengan sin reciclar

- asignar un coeficiente de equivalencia de capa a la de material reciclado, para aplicar luego algún método de cálculo basado en este concepto, como el de la Guía AASHTO. A título de ejemplo, en Japón se recomienda un coeficiente de 0,5 para un material con una resistencia a compresión a 7 días igual a 2,5 MPa. Dicho valor es algo inferior al de 0,55 que se adopta para una base tratada con cemento, a la que por otra parete se exige una resistencia ligeramente superior (3,0 MPa a 7 días)

- o bien recurrir a catálogos de firmes o curvas de dimensionamiento, en principio de aplicación únicamente a las características particulares de los tráficos para los que han sido elaborados. Ejemplos de aplicación de este método pueden encontrarse en España, Sudáfrica o el estado de Nueva Gales del Sur, en Australia.

En principio, se recomienda una profundidad de tratamiento de 20-30 cm, en correspondencia con la categoría de tráfico pesado. Un espesor mínimo de 20 cm sólo debería adoptarse en carreteras de tráfico ligero. Por debajo de dicho valor de proyecto, los espesores reales de capa reciclada pueden dar lugar en muchos puntos a un rápido deterioro del firme.

Los espesores y tipos de mezcla bituminosa a emplear en las distintas capas por encima de la reciclada se fijarán según la normativa vigente. En función de la categoría de tráfico pesado, pueden variar entre un doble tratamiento superficial y unos 12 cm de mezcla. A título de ejemplo, en la tabla 2 se indican los espesores recomendados en España para un material reciclado con una resistencia a compresión a 7 días igual a 2,5 MPa.

Tabla 2: Espesores recomendados en España para firmes reciclados con cemento (resistencia a compresión a 7 días: 2,5 MPa)

IMD pesados (*)	Capa reciclada in situ con cemento (cm)	Mezcla bituminosa (cm)
800 – 2000	35	15
400 –800	35	12
200 – 400	30	12
100 –200	25	12
50 – 100	25	10
25 – 50	22	8
12 – 25	20	5
< 12	20	DTS (**)

(*) En el carril de proyecto y durante el año de puesta en servicio
(**) Doble tratamiento superficial

Si las características del firme existente no permiten efectuar un reciclado del mismo en todo el espesor requerido, puede adoptarse una de las medidas siguientes:

- aporte de nuevos materiales granulares hasta completar dicho espesor
- incremento del espesor de mezclas bituminosas

o bien una combinación de ambas. En cualquier caso, y como ya se ha mencionado, no es conveniente ir a reciclados con cemento en los que no se pueda garantizar un espesor real de material tratdo igual o superior a 15 cm en cualquier punto.

La determinación tanto de la fórmula de trabajo como del espesor a reciclar son dos procesos que deben efectuarse en paralelo, para tener en cuenta en la primera la influencia de los materiales de las distintas capas del firme afectadas por el proceso, así como en su caso la de los materiales de aportación.

8. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

8.1 Proceso de ejecución

La ejecución de una obra de reciclado in situ con cemento se desarrolla, en general, de acuerdo con el siguiente proceso:

- preparación de la superficie existente (barrido para eliminar los materiales perjudiciales como trozos de arcilla o materia orgánica)
- en caso necesario, corrección granulométrica mediante aporte de nuevos materiales, machaqueo o cribado
- extensión del cemento
- escarificado del firme existente en la profundidad requerida
- humectación
- mezclado
- ejecución de juntas (prefisuración)
- compactación inicial
- refino eventual
- compactación final
- extensión del riego de curado o de protección y de las capas superiores de mezcla bituminosa

Según el sistema de reciclado y los equipos empleados, las distintas operaciones anteriores pueden agruparse o solaparse. En ocasiones es preciso realizar un tratamiento previo con cal, como se ha indicado anteriormente.

En caso de que conjuntamente con el reciclado haya que efectuar un ensanche de la calzada, previamente hay que excavar una zanja con la profundidad adecuada a uno o los dos lados de la misma, que deberá ser rellenada preferentemente con un material de características semejantes al existente en el firme a reciclar.

8.2 Equipos para la ejecución de reciclados in situ con cemento

El reciclado in situ es una técnica en la que se puede utilizar una gran variedad de equipos. A cada una de las operaciones del esquema general corresponden uno o varios tipos de maquinaria. Muchos son equipos habituales en las obras de carreteras.

En lo que se refiere a los equipos para realizar el reciclado propiamente dicho, es decir, la disgregación del firme y su mezcla con cemento y agua, los de tipo agrícola únicamente son aceptables en obras de muy poca importancia, por su escasa potencia, deficiente calidad de mezclado y reducido espesor de tratamiento. Se trata de equipos concebidos normalmente para trabajar con suelos cohesivos, y no para obtener elementos con la granulometría requerida para un reciclado correcto.

En los equipos modernos, el componente fundamental es un rotor (fig. 2) provisto de picas, que realiza la disgregación del firme y efectúa el mezclado de los elementos con el cemento y el agua.



Figura 2 : Rotor de recicladora

Dentro de las recicladoras existen actualmente distintas posibilidades:

1. equipos que pueden utilizarse indistintamente tanto para la estabilización de suelos como para el reciclado, generalmente sin más que modificarle el rotor. Este último se encuentra alojado dentro de una carcasa protectora, situada normalmente en la parte central del equipo (fig. 3). Dicha carcasa va provista de un sistema doble de toberas para entrada de líquidos (por ejemplo, agua y emulsión, si se realiza un reciclado mixto cemento - emulsión). Las picas se disponen en forma de espiga para facilitar el mezclado. La gama de equipos de este tipo es muy amplia, con potencias que van desde 300 HP hasta 1200 HP, anchos de trabajo oscilando entre 2 m y 3,8 m y profundidades de reciclado próximas en algunos casos a los 40 cm.



Figura 3: Equipo de reciclado derivado de una estabilizadora, acoplado a un mezclador de lechada de cemento



Figura 4: Equipos de reciclado derivados de fresadoras de firmes, trabajando en tandem

2. equipos de reciclado derivados de las fresadoras de firmes, pero que a diferencia de estas últimas, además de escarificar el material realizan un mezclado del mismo con cemento y con agua (fig. 4). El rotor se encuentra dentro de una cámara de mezclado situada igualmente en la parte central del equipo, y provista asimismo de toberas para la entrada de líquidos. Las picas se disponen siguiendo una hélice, a fin de que el material mezclado salga de la cámara formando un cordón. En la parte trasera de la máquina, un sinfín ajustable en altura lo distribuye delante de una regla vibrante extensible que realiza una precompactación del material. Para el reciclado con cemento se dispone de equipos con potencias del orden de 600 HP, anchos de fresado de 2 m y profundidades máximas de reciclado de 40 cm

3. en los equipos anteriores, el rotor realiza las operaciones de disgregación y de mezcla. Por el contrario, un equipo concebido expresamente para obras de reciclado realiza por separado las operaciones de escarificado del firme y de mezcla con el agua: la primera de ellas, mediante un rotor transversal con picas de widia, y la segunda, con un eje longitudinal dotado de paletas. El material mezclado es distribuido mediante un sinfín situado en la parte trasera de la máquina. El ancho de trabajo es de 2 m, la potencia del motor de 750 HP y puede alcanzar una profundidad máxima de 33 cm

4. existen también máquinas recicladoras que, además del rotor de escarificado, llevan incorporada una machacadora que reduce a menos de 50 mm el tamaño máximo de los elementos fresados y realizan la mezcla con el ligante como una planta móvil a través de un doble eje de paletas

5. para obras en las que se requiera un gran rendimiento se han desarrollado otros equipos que son más bien una cámara de mezclado del material levantado previamente por una fresadora hasta la profundidad requerida. Estas máquinas, con un ancho de trabajo entre 3 y 4,75 m, van provistas de un depósito de agua (o de emulsión, en el caso de un reciclado mixto), asi como de tolvas para el cemento y los áridos, por si es preciso realizar una corrección granulométrica. Algunos modelos disponen también de una machacadora para reducir el tamaño de los elementos aportados. Una vez realizada la mezcla, el material resultante se distribuye a través de un sinfín y se somete a la acción de una regla extensible con alto poder de compactación; o bien, en otros casos, se descarga en una cinta que alimenta una extendedora de mezcla bituminosa.

En todos estos equipos, las picas son elementos sometidos a un gran desgaste, por lo que suele ser necesario reponer una proporción importante de las mismas o incluso su totalidad a lo largo de una jornada de trabajo. Como es lógico, dependiendo del material a fresar, dicho desgaste será mayor o menor.

8.3 Ejecución de las obras

8.3.1 Introducción

Al igual que en otras unidades de obra, es muy importante efectuar una adecuada planificación de los trabajos de reciclado. Así, de acuerdo con el equipo disponible, el conglomerante a emplear y las condiciones climáticas de la obra habrá que definir el número de pasadas o bandas de trabajo para terminar la sección completa y la longitud de las mismas con el fin de evitar juntas frías entre las diferentes bandas. Por esta razón, no se suele ir a bandas de trabajo que superen los 500 m. Si el rendimiento de la obra lo justifica, puede considerarse la opción de trabajar con dos recicladoras en paralelo.

Además hay que prever todas las operaciones auxiliares que obligan a detener el proceso de reciclado, como son la carga de cemento en los equipos dosificadores, la sustitución de picas, etc., y que pueden suponer una disminución importante de los rendimientos teóricos.

Otro factor que tiene una gran influencia en la organización de los trabajos es el tráfico al que se dará paso alternativo.

8.3.2 Extensión del conglomerante

Normalmente se utilizan equipos de extendido. La extensión manual del cemento, por ejemplo formando previamente una cuadrícula de sacos con la separación requerida, únicamente es admisible en obras muy pequeñas y de tráfico reducido.

En caso de utilizarse dosificadores en polvo, es preferible emplear equipos con el vertido regulado por la velocidad de avance. La dosificación prevista de cemento debe extenderse lo más uniformemente posible sobre la superficie a reciclar. Para reducir al mínimo las pérdidas de cemento provocadas por el viento, y sobre todo evitar las molestias que ello origina en la puesta en obra, es conveniente que haya una buena sincronización entre los equipos de extensión del conglomerante y de fresado del firme, de forma que la longitud de cemento por delante de este último sea lo más reducida posible. También con este objetivo, algunas recicladoras llevan incorporado un depósito de conglomerante.

La innovación más interesante en este sentido es un equipo provisto de un depósito de cemento, otro de agua y un mezclador de suspensión agua – cemento, para incorporar la lechada resultante directamente dentro de la recicladora. La dosificación del cemento es así muy precisa. Prácticamente su única limitación de empleo es en los casos en los que la humedad de las capas a reciclar se encuentra próxima a la óptima del ensayo Proctor modificado. En algunos países se están desarrollando sistemas para inyectar directamente el cemento en polvo.

Dependiendo del sistema de ejecución, el cemento se extenderá antes o después de escarificar y disgregar el firme. Si, como es habitual, la recicladora realiza conjuntamente las operaciones de escarificado y mezclado, el cemento deberá extenderse previamente o incorporarse como lechada en el mismo proceso en la proporción correspondiente.

8.3.3 Escarificado y mezclado

A fin de asegurar una buena homogeneidad del material reciclado y una profundidad uniforme de mezclado, debe utilizarse una recicladora con la potencia adecuada. Por otra parte, cuando el reciclado se realiza por bandas, éstas deben solaparse suficientemente (del orden de unos 20 cm), para no dejar materiales sin mezclar en los bordes de las mismas.

El ritmo de avance de la recicladora está muy condicionado, como es lógico, por la profundidad del tratamiento y la dureza de los materiales existentes. En condiciones favorables de poco espesor (20 cm) y materiales blandos (macadam calizo) se han llegado a superar los 10 m/min. No obstante, el rendimiento medio está muy condicionado por otros factores, como las paradas para el suministro de cemento o la reposición de picas. Son habituales valores entre 4 000 y 8 000 m^2/día.

8.3.4 Ejecución de juntas transversales

Existen actualmente varias posibilidades para la formación de juntas en fresco, con las cuales puede hacerse la siguiente división:

- corte del orden de un tercio de espesor de la capa mediante bandeja vibrante con cuchilla triangular soldada a su parte inferior, o rodillo vibrante con cuchilla anular soldada al mismo

- corte en todo el espesor de la capa (o una parte importante del mismo) con equipos y sistemas específicos como CRAFT, Olivia, Juntas Activas, etc., que además de formar la entalla se procede a realizar algún tratamiento intentando que no vuelvan a adherirse los labios del mismo (vertido de emulsión, inclusión de una lámina de plástico flexible o de un perfil ondulado de plástico rígido). Por otra parte, estos equipos, por su potencia, permiten la prefisuración en fresco de capas tratadas con recicladoras provistas de regla compactadora, en las cuales, por el contrario, es muy difícil emplear placas vibrantes guiadas manualmente.

Como ejemplo de estos equipos, el denominado CRAFT (Creación Automática de Fisuras Transversales), extiende un riego con emulsión sobre los labios de la junta durante la apertura en fresco de la misma. A continuación se procede a la compactación del material, con lo que la superficie de la capa reciclada queda perfectamente cerrada.

El efecto que produce la emulsión catiónica y de rotura rápida es doble. Por un lado, el agua de la emulsión retrasa el fraguado, aumenta la relación agua/cemento y debilita la sección favoreciendo la aparición de la fisura. Por otro, el betún crea una discontinuidad en la capa que permite también la localización precisa de la fisura, al tiempo que forma una película protectora que disminuye la sensibilidad al agua del material tratado y su erosionabilidad.

8.3.5 Compactación

Una compactación enérgica (fig. 5) es fundamental para obtener la resistencia necesaria y un buen comportamiento del firme reciclado, por lo que debe alcanzarse la mayor densidad posible. Es recomendable conseguir el 100% PM, y en todo caso el 97% PM como valor medio en el espesor reciclado. Ello requiere la utilización de equipos potentes, sobre todo teniendo en cuenta los fuertes espesores usuales en las capas recicladas con cemento, y que en general se trata de materiales más agrios que los utilizados en capas granulares.

En general, es conveniente que el equipo de compactación esté compuesto, como mínimo, por un rodillo vibratorio y un compactador de neumáticos, o bien por un rodillo mixto. En algunas obras se han empleado con buenos resultados dos rodillos vibratorios.

La composición del equipo de compactación, así como el número de pasadas necesario, han de definirse mediante un tramo de ensayo.



Figura 5: Compactación



Figura 6: Refino con motoniveladora

8.3.6 Refino

A la salida de la recicladora el volumen de los materiales tratados es superior al inicial, tanto por el cemento y el agua aportados como por el esponjamiento que se produce al disgregar unas capas normalmente muy densificadas tras el paso del tráfico durante un buen número de años. Por este motivo debe procederse a un refino del material, lo que además ayuda a mejorar la regularidad superficial.

Esta operación debe llevarse a cabo antes de finalizar la compactación, y por tanto siempre dentro del plazo de manejabilidad del material reciclado.

Normalmente se realiza con motoniveladora (fig. 6). Es muy importante que el refino se lleve a cabo en todo el ancho de la banda reciclada, y nunca rellenando los puntos bajos con materiales procedentes de la eliminación de los puntos altos.

Los materiales procedentes del refino deben ser transportados a vertedero, aunque también pueden ser empleados para reperfilar los arcenes o bermas.

8.3.7 Curado y protección del material reciclado

Una vez terminada la compactación, y con el menor desfase posible, se debe proceder al curado de la capa reciclada con el objetivo de proteger al material de la intemperie, de la evaporación del agua y del tráfico.

Normalmente se recurre para ello a un riego con emulsión catiónica con una dotación mínima de betún residual de 600 g/m^2, que se protege con la extensión de gravilla limpia y seca 3/6 (de una dotación comprendida entre 4 y 6 l/m^2), en caso de que el tráfico vaya a circular sobre el mismo. Si éste es importante, puede ser incluso aconsejable la extensión de un tratamiento superficial monocapa o bicapa.

La apertura al tráfico de la superficie reciclada debe retrasarse hasta que se produzca la rotura de la emulsión, tomando siempre las debidas precauciones para que la velocidad sea moderada, con el fin de evitar tanto deslizamientos como desprendimientos superficiales o deterioros de otro tipo.

9. CONTROL DE CALIDAD

Como en cualquier tipo de obra, el control de calidad es imprescindible para garantizar la obtención de un resultado satisfactorio. Este control se desarrolla en dos etapas: una para controlar la ejecución de las obras mientras éstas se llevan a cabo, y otra para comprobar que el resultado final cumple con todas las exigencias.
En el caso de obras importantes, es necesario realizar previamente un tramo de prueba a fin de ajustar los parámetros de funcionamiento de los equipos de reciclado (sobre todo la velocidad de avance) y las condiciones de compactación (características de los compactadores y número de pasadas).

9.1 Durante la ejecución de las obras

Se debe realizar un control de procedencia de los materiales y un control de producción. Sumariamente los puntos a controlar son los siguientes:

- materiales de aportación: áridos, cemento, agua
- granulometría del material reciclado
- homogeneidad de la mezcla
- compactación
- profundidad del tratamiento
- aspecto superficial y geometría

En lo que se refiere al control de la compactación, normalmente se suele llevar a cabo con sonda nuclear. Cuando, como es habitual, el material reciclado contiene una proporción más o menos importante de mezcla bituminosa, es preciso realizar calibraciones para tener en cuenta

la influencia de la misma en la humedad registrada por la sonda y, en consecuencia, también en la densidad seca calculada a partir de dicha medida.

9.2 Sobre la capa terminada

Se establecerán lotes de una dimensión máxima no superior, en general, a 3.000 m^2 o a la superficie construida en un día, a los que se aplicarán unos criterios de aceptación o rechazo. Se estudiarán los siguientes puntos:

- espesor del material reciclado
- resistencias mecánicas
- nivelación
- anchura de reciclado
- regularidad superficial
- deflexiones a corto y largo plazo
- control de grietas reflejadas en el firme.

10. COSTES DE EJECUCIÓN

En el caso del reciclado con cemento de una capa de rodadura, su coste de ejecución depende fundamentalmente de los siguientes factores:

- volumen de material a reciclar, y en particular
  - el espesor a reciclar (a mayor espesor, menor rendimiento y por tanto mayor coste)
  - la superficie total (cuanto menor es la misma, más repercusión tienen algunos costes independientes del trabajo a realizar, como los de traslado de la maquinaria)
  - la forma de la superficie (los anchos proporcionales al de trabajo de la maquinaria reducen el número de operaciones, mientras que las formas irregulares, p. ej. por la presencia de aparcamientos, disminuyen considerablemente el rendimiento)

- las características del firme a reciclar
  - incluyendo en las mismas tanto los espesores de cada capa, como la naturaleza y características de los materiales: cuanto más duros sean y más grande su tamaño, mayor será también el desgaste de las picas y de la carcasa de la recicladora y por tanto el coste, tanto por el gasto de reposición de elementos como por la reducción del rendimiento

- el porcentaje de cemento necesario

- que depende lógicamente de las características del material, y que tiene un doble efecto sobre el coste total del reciclado: por el coste en sí del conglomerante y por la influencia de la dosificación en el rendimiento de la obra.

A la vista de todos estos factores es fácil deducir que el coste de un reciclado puede variar de forma muy considerable de una obra a otra, en función sobre todo del volumen de material a reciclar y de las necesidades de cemento.

Como cifras orientativas en España (2001) pueden adoptarse las que se indican en la tabla 3, con un precio del cemento puesto en obra de 72 €/t y una superficie a reciclar de 50.000 m^2. En cada caso, el valor inferior corresponde a una dotación de cemento del 3% en peso de materiales secos (densidad: 2,1 t/m^3), y el superior a una del 5%. Se ha incluido además el coste de ejecución de juntas en fresco con una separación de 3 m, que es del orden de 0,2 €/m^2.

Tabla 3: Costes de ejecución material de reciclado in situ de firmes con cemento (España, 2001)

COSTE ORIENTATIVO €/m^2	Profundidad media de reciclado	
	20 cm	30 cm
Cemento	0,88 – 1,47	1,32 – 2,21
Equipo de reciclado	1,08 – 1,29	1,57 – 1,85
Equipos auxiliares	0,37 – 0,43	0,40 – 0,46
Mano de obra auxiliar	0,03 – 0,03	0,04 – 0,04
Riego de curado	0,27 – 0,27	0,27 – 0,27
Total	2,63 – 3,50	3,60 – 4,83

Así pues, en obras de unos 50 000 m^2 el coste total, incluyendo la ejecución de juntas, varía en general entre 2,6 y 4,8 €/m^2, según el espesor a reciclar y la dotación de cemento; mientras que en las de pequeño volumen estas cifras pueden incrementarse considerablemente.

11. CONCLUSIÓN

El reciclado in situ de firmes empleando cemento como agente estabilizador ha ganado una rápida aceptación a partir de los años 90 en muchos países repartidos por todo el mundo.

Varias razones de tipo técnico, económico y ecológico justifican este desarrollo. Probablemente una de las más importantes haya sido los avances experimentados por las recicladoras, junto con los equipos de distribución del conglomerante y los compactadores. Ello permite tratar con garantías espesores de firme de hasta 35 cm, superando así una de los principales inconvenientes con los que se tropezó esta técnica en sus inicios: la falta de maquinaria para reciclar y compactar satisfactoriamente más de 15 cm del firme existente.

Paralelamente se ha ido profundizando en el conocimiento de los materiales reciclados, en los estudios para la determinación de su fórmula de trabajo, en los métodos de proyecto y en sus prescripciones técnicas, de lo que constituye una buena prueba muchas de las comunicaciones recibidas en este Simposio. Todo ello, junto con los buenos resultados obtenidos en la

mayoría de las realizaciones, ha contribuido a despejar los recelos de muchas Administraciones, que dudaban en la aplicación del reciclado in situ por considerarla una técnica poco fiable, aún reconociendo los ahorros de costes que era posible conseguir con la misma frente a las alternativas de refuerzo o reconstrucción.

No hay que olvidar, sin embargo, que una de las razones de esta economía de ejecución radica en la rapidez del proceso, por lo que es necesario que éste sea llevado a cabo por empresas con maquinaria adecuada y con personal suficientemente experimentado, tanto en su manejo como en la toma de decisiones si se observa que los resultados no son correctos. A este respecto, puede destacarse que es cada vez mayor el número de contratistas cumpliendo con estos requisitos.

Dado que el número de kilómetros de carreteras precisando una rehabilitación estructural es cada vez mayor, el futuro de la técnica de reciclado in situ con cemento se presenta muy prometedor. Es de esperar que estas previsiones se vean confirmadas en un próximo Simposio.

BIBLIOGRAFÍA

- Roads and Traffic Authority. *Guide to in-situ deep-lift recycling of granular pavements*. New South Wales (Australia), 1994.

- *Pavement Recycling Guidelines for State and Local Governments.* Publication No. FHWA-SA-98-042, Federal Highway Administration, Washington DC (USA), 1997

- Lefort, M. *Le point sur le retraitement en place à froid des anciennes chaussées.* Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, nº 212, París (Francia), noviembre – diciembre 1997

- Ponencias del IV Congreso Nacional de Firmes, Segovia (España), 2 al 5 de junio de 1998. Asociación Española de la Carretera., Madrid (España), 1998

- Jofre, C., Kraemer, C. y Diaz Minguela, J. *Manual de firmes reciclados in situ con cemento*. Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, Madrid (España), 1999

- Milton, L. J. y Earland, M. *Design guide and Specifications for structural maintenance of highway pavements by cold in-situ recycling.* TRL Report 386, Transport Research Laboratory, Crowthorne (Inglaterra), 2000

- Kraemer, C., y Jofre, C. *Reciclado in situ de pavimentos con cemento*. 2º Congreso Interamericano de Pavimentos de Concreto, Cartagena de Indias (Colombia), 10 al 12 de mayo de 2000

- Ponencias del 1er Simposio Internacional sobre Estabilización de Explanadas y Reciclado In Situ de Firmes con Cemento, Salamanca (España), 1 al 4 de octubre de 2001. Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones - Asociación Española de la Carretera., Madrid (España), 2001

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

EXPERIENCIAS ADQUIRIDAS DURANTE 10 AÑOS EN LA REHABILITACIÓN DE FIRMES, MEDIANTE EL RECICLADO IN SITU CON CEMENTO Y COMBINACIONES DE CEMENTO Y AGENTES BITUMINOSOS ESTABILIZADORES

EXPERIENCES GAINED FROM TEN YEARS OF PAVEMENT REHABILITATION BY IN SITU RECYCLING WITH CEMENT AND COMBINATIONS OF CEMENT / BITUMINOUS STABILISING AGENTS

DC Collings
Partner (Manager International Division)
AA Loudon & Partners
PO Box 543, Kloof
3640 South Africa
davecol@iafrica.com

RESUMEN

Durante 1991, se llevó a cabo el primer gran proyecto de conservación de carreteras en Sudáfrica, utilizando una gran máquina de fresado modificada para reciclar in situ el material del firme con cemento. En este proyecto, el espesor de la capa reciclada quedó limitado por la máxima profundidad de corte de la máquina que era de 200 mm. Este proyecto fue seguido rápidamente por un segundo, en el cual se especificaba una profundidad de reciclado de 300 mm, lo que obligó a importar, a finales de 1992, la primera máquina recicladora de gran tamaño.

Actualmente, existen mas de 20 de estas máquinas recicladoras adquiridas por contratistas sudafricanos, habiéndose empleado todas ellas en proyectos de conservación de pavimentos en el sur, este y centro de Africa. Durante los últimos 10 años se han rehabilitado más de mil kilómetros de carretera en el subcontinente, mediante su reciclado con diferentes agentes estabilizadores. El cemento es el agente más comúnmente empleado, pero los recientes desarrollos en las tecnologías de emulsiones bituminosas y betunes espumados han mostrado un incremento en su empleo, normalmente en combinación con el cemento.

En este artículo se revisan los desarrollos logrados durante los últimos 10 años en el reciclado de firmes en Sudáfrica, centrándose en las razones por las cuales éste método de conservación se ha hecho tan popular. Las ventajas económicas resultan evidentes y pueden llegar a ser enormes. Sin embargo, los procedimientos normalizados de proyecto, utilizados por muchos ingenieros tienden a tener una base empírica y rara vez consideran los beneficios de una estabilización. Las soluciones de catálogo no incluyen capas gruesas, ni materiales de calidad variable, tales como los reciclados en pavimentos fuertemente parchados, lo cual es una limitante. Los antiguos pavimentos deteriorados rara vez se ajustan a los modelos actuales.

La relativa facilidad con la que el reciclado fue aceptado en Sudáfrica es atribuible a la aproximación analítica / empírica (mecanística) empleada para el proyecto de firmes y a la larga historia en la utilización de agentes estabilizadores para la mejora de las propiedades de los denominados materiales marginales. Por lo tanto no se requirió de ningún desarrollo tecnológico nuevo para su aceptación, únicamente tuvo que probarse el producto – particularmente la uniformidad y calidad de la mezcla y la compactación en capas gruesas recicladas de material no homogéneo.

ABSTRACT

During 1991 the first major road rehabilitation project in South Africa was undertaken that used a large modified milling machine to recycle the in-situ pavement material with cement. The thickness of the recycled layer on that first project was limited by the machine’s 200mm maximum depth of cut. This project was soon followed by a second that specified a 300mm depth of recycling, promoting in the importation into the country of the first large recycling machine in at the end of 1992.

Today there are more than twenty recycling machines owned by South African contractors and all are employed on pavement rehabilitation projects throughout East, Central and Southern Africa. More than a thousand kilometres of road have been rehabilitated in the sub-

continent over the last ten years by recycling with various stabilising agents. Cement is the most common additive but recent developments in bitumen emulsion and foamed bitumen technology have seen an increase in their use, usually in combination with cement.

This paper reviews the development of pavement recycling in South Africa over the last ten years, focusing on reasons for why this rehabilitation method has become so popular. The economic advantages are obvious and can be enormous. However, standard design procedures used by many pavement engineers tend to be empirically based and seldom consider the benefits of stabilisation. Their catalogue derivatives do not include thick layers and materials of varying quality, such as those recycled from heavily patched pavements, pose a problem. Old distressed pavements seldom fit today's models.

The relative ease by which recycling was accepted in South Africa is attributable to their analytical / empirical (mechanistic) approach to pavement design and to their long history of using stabilising agents to improve the engineering properties of so-called marginal materials. There was therefore no new technological development required for its acceptance. Only, the product had to be proved – particularly the uniformity and quality of mixing and compacting thick layers recycled from a non-homogeneous source.

PALABRAS CLAVE

Reciclado, estabilización, in situ, cemento, betún, diseño mecánico de firmes

KEY WORDS

Recycling, stabilisation, in situ, cement, bitumen, mechanistic pavement design

1. INTRODUCTION

Recycling material in the upper layers of existing pavements is certainly not a new concept. However, the advent of large powerful purpose-built recycling machines has changed the way we perceive distressed pavements. These machines have made it possible to recover all the material in the upper layers of a pavement and, in a single pass, to treat it with any stabilising agent, or combinations of stabilising agents, and to replace it, homogeneously mixed, back in the same void for compaction and final shaping.

This process was introduced to South Africa on a major highway rehabilitation project in 1991 and proved to be so successful that most rehabilitation work in the country now incorporates recycling. This paper reviews the past ten years of recycling in South Africa and explains why this "new technology" gained early acceptance. Essentially, the analytical/ empirical (mechanistic) approach used for designing pavements, coupled with a long history of stabilisation, reduced the barriers of acceptance, requiring only that the quality of the end product had to be proved. Recycling included no real new technology, only a variation on an existing theme.

A section summarising the main lessons learned from numerous recycling projects, both in South Africa and worldwide is also included. Once the design requirements and pavement parameters have been established, it is essential that the actual recycling work be executed with as much attention to detail as can be given. Recycling is a fast-track process and those responsible for the operation need training to ensure that they fully understand the operation and recognise when the output is not correct. A "perfect product" is a prerequisite for early acceptance into any new market, a premature failure spells doom until memories fade.

2. THE SOUTH AFRICAN EXPERIENCE

Since the advent of formal pavement design, engineers have looked to utilise local materials to minimise construction costs. Such materials were either imported from the nearest quarry / borrow pit, or located on the road alignment itself. Where an existing road required upgrading and strengthening, engineers have always considered the materials in the existing pavement, either solely as support for new layers or, where the in situ material met the required engineering properties, with or without stabilising, to be reused to create a new structural layer. Previously, such an operation was known as "reworking the existing material" – today we call it "in situ recycling".

2.1 Life before recyclers

"Reworking the existing material" was achieved by utilising normal road construction equipment, such as motor graders, ploughs and rollers. The process involved ripping the material in the upper layers of the existing pavement to the required depth, breaking down the larger particles, mixing with water (and stabilising agents where required), placing, shaping and compacting to form the new layer. The maximum layer thickness considered was seldom more than 150mm, constrained mainly by the inability of the equipment to achieve a uniform mix, and rollers to achieve sufficient compaction. Where stabilising agents were introduced, achieving a uniform mix was always problematic, especially when working with cement that had strict working-time limitations.

Rehabilitating pavements by working in half-widths often presented unforeseen problems when using conventional equipment, particularly where the entire road width was to be opened to traffic at the end of the day's work. Heavily patched pavements often contained thick slabs of stabilised gravels or asphalt that were difficult to break down, even under heavy padfoot or grid rollers. These slabs often had to be removed from the road, resulting in a material deficiency. Another problem that frequently occurred whilst reworking the in situ material was loss of support in the underlying subgrade. This situation arose where the repeated passes of construction machines resulted in an increase in the moisture content of the underlying material, usually solved by undercutting and removing the saturated material. Rectifying such problems was expensive, often leading to large cost overruns or reducing the scope of the project.

Hence, although it appeared to be economically attractive, recycling material in the existing pavement using conventional construction equipment was problematic and was therefore treated with caution.

2.2 The "First" Recycling Project

During 1991, a contract was awarded by the then South African Department of Transport (SA DoT) to Messrs WJM Construction (Pty) Ltd for the rehabilitation of a 23km section of highly distressed pavement on National Route 2, Section 21, in the Kokstad region of East Griqualand, a high rainfall area. The consulting engineers for the project, AA Loudon & Partners, had adopted a conventional design for the rehabilitation – recycle the upper 150mm of the existing pavement, stabilised with cement, covered by a 110mm thick asphalt base and 40mm asphalt surfacing to achieve the required structural capacity.

The existing heavily-patched pavement was some 16 years old, consisting of a 40mm asphalt surfacing on a nominal 150mm thick crushed stone base. The underlying pavement included a previous chip-seal surfacing on a natural gravel layer that had probably served as a former gravel wearing course. The subgrade was a mix of several materials, possibly never formally constructed to any design considering that this road followed the original wagon trail linking the early British colonies of Natal and Eastern Cape. The main cause of distress was water ingress into the base layer, resulting in rapid pothole development – a hard shale with poor moisture susceptibility properties had been crushed for the base.

To overcome anticipated problems, primarily with poor subgrade support, the contactor proposed using a large milling machine to recycle the existing pavement in a single pass. This concept originated in Germany where Wirtgen GmbH had recently modified such a machine by retro-fitting a pumping system to regulate the addition of water into the recycled material, primarily for the purpose of achieving a controlled uniform moisture content to facilitate compaction.

The advantages over the use of conventional equipment were immediately obvious – the up-cutting action of the milling drum simultaneously pulverises the material in the existing pavement (deep patches and all), mixes this recovered material with cement spread on the road surface together with water injected into the milling chamber through a series of nozzles, all in a single pass. The water injection is regulated by micro-processor to the forward speed and the mixed product that exits from the rear of the machine requires only placing, level cutting and compacting. Only the rear tracks of the milling machine run on the

exposed subbase surface beneath the recycled layer, eliminating the potential for moisture saturation caused by the pumping action of pneumatic tyres.

Before being adopted however, engineers from SA DoT insisted that a series of trials be conducted to prove that the end-product met their demanding specifications. These trials were undertaken using a modified Wirtgen 2600 milling machine and proved conclusively that the product was superior in every respect to that achieved using conventional construction equipment. Of particular significance was the quality of mixing. Tests showed the recycled material to be similar to that achieved using off-site batching plants and this allowed the application rate of the cement stabilising agent to be reduced by omitting the "traditional" factor of safety.

Other benefits that became apparent included:

- Early compaction. An advantage of using this method to recycle with cement was the reduction in time between the addition of cement to the moist material and final compaction. It was always known that one of the problems associated with cement stabilisation using conventional construction equipment was the inevitable risk of compacting the treated material during the process of strength development. Using the single-pass in situ recycling method allowed the material to be mixed, placed and compacted within a period of 15 minutes to an hour, depending on how the contractor organised his programme and cut sequence. This was an enormous improvement on the 4 hour limit imposed in the Standard Specifications;
- precise water addition to achieve a truly uniform moisture content, thereby reducing the potential for large shrinkage cracking. The Standard Specifications require that cement treated material be compacted at no more than 75% of saturated moisture content. For the first time ever, this requirement could be achieved with a high degree of confidence; and
- no subgrade "heaving" problems were experienced, nor were any problems encountered achieving the compacted density requirements for the recycled layer, in spite of Dynamic Cone Penetrometer (DCP) probes indicating that some areas had poor subgrade support.

One relatively small change that was made to the pavement design during the course of this project was significant in gaining rapid acceptance of this process – the recycled depth was increased from 150mm to 200mm, the maximum depth of cut for the "old generation" three-track Wirtgen 2600 milling machine. This relatively small 50mm increase in thickness had enormous impact on the structural capacity of the pavement and encouraged design engineers to look to even thicker structural layers.

This was all made possible because the initial trials had conclusively proved that it was possible to construct such thick layers and, at the same time, to achieve far higher levels of confidence in the quality of the final product.

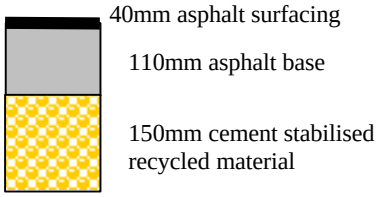
Meanwhile, in Germany, Wirtgen GmbH were busy developing their new four-track 600HP 2100-series milling machine that had the capability of milling to a depth of 300mm. On the strength of successes achieved using milling machines for recycling, they launched a DCR (deep cutting recycler) version of the 2100 fitted with two independent pumping / spraybar systems and a screed mounted off the rear of the machine. This machine was "revolutionary" at the time, allowing engineers to consider pavement structures that were previously only imaginable – the dual pumping system was aimed primarily at stabilising with bitumen

emulsion, whilst the screed would place the recycled material behind the machine, allowing for immediate compaction.

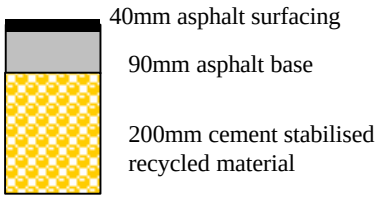
2.3 The "Second" Recycling Project

It was therefore not surprising that the second contract on National Route 2, Section 21, followed immediately after the first was complete and included a 300mm thick cement stabilised layer. However, since no South African contractor at that stage owned a machine that could produce such a thick layer, the SA DoT instructed the consulting engineers to call for tenders on three different pavement designs, all with similar structural capacities, thereby allowing fair competition :

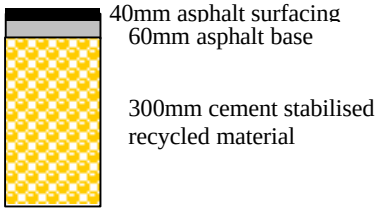
i. a 150mm thick cement-stabilised recycled layer that could be constructed using conventional construction equipment, followed by a 110mm thick asphalt base (paved in two layers) to achieve the required structural capacity and a 40mm asphalt surfacing;



ii. a 200mm thick cement-stabilised recycled layer that could be constructed using the modified milling machine used on the first contract. This was followed by a 90mm thick asphalt base (paved in two layers) and a 40mm asphalt surfacing; and



iii. a 300mm thick cement-stabilised recycled layer that required a new recycling machine to be imported. This was followed by a 60mm thick asphalt base (paved as a single layer) and the 40mm asphalt surfacing.



Tender results received during late 1992 confirmed that significant economic benefits accrue when the recycled layer thickness is increased to replace the structural value of asphalt. (The design approach that was used is discussed below under Section 3.) Unit rates per square metre of rehabilitated pavement showed that recycling the 300mm thick cement stabilised recycled layer with a 60mm thick asphalt base was some 40% less expensive than the conventional design, excluding time-related costs. The advantages of the thicker 300mm compared to the 200mm recycled layer were in the same proportion.

The second contract was accordingly awarded to Messrs Rumdel Construction who took delivery of a new Wirtgen 2100DCR and successfully executed the contract within both budget and time constraints.

During this contract, a 1km trial section of bitumen stabilisation was recycled. The pavement design for this trial eliminated the asphalt base. The 275mm thick recycled layer was treated with a combination of both cement and bitumen emulsion stabilising agents at application rates of 2% and 5% respectively. Special cationic emulsions (60% residual bitumen) were manufactured by two different suppliers, each supposedly having a "break-time" of 30 minutes, and applied through the recycler's pumping system. The completed road was

opened to traffic without applying a temporary surfacing and was monitored on a weekly basis by extracting 150mm diameter cores to assess when the emulsion had broken at the bottom of the layer. After a period of nearly two months, full core recovery was achieved for both emulsion types and the asphalt surfacing applied.

Numerous tests and investigations were conducted on sections of road rehabilitated under this second contract, both on the cement stabilised sections and the bitumen stabilised trial section. Unfortunately, funding for a proper Heavy Vehicle Simulator (HVS) programme was not available at that time, but several multi-depth deflectometers were installed and monitoring is planned to continue until 2007 when the 15-year design life will expire.

There is no doubt that the success of these early contracts influenced the South African approach to pavement rehabilitation. During the following two years, three additional Wirtgen 2100DCR machines were purchased by South African contractors in response to the number of tenders calling for deep in situ recycling. Then, at the 1995 Bauma Trade Show in Germany, Wirtgen launched their first "true recycler" the WR2500. This machine was Wirtgen's answer to competition from the USA and created much interest in South Africa.

2.4 Current Practice

The main difference between a true recycler and a modified milling machine is the production output. Recyclers are mounted on large pneumatic tyres, are more maneuverable than tracked machines and have a higher throughput capacity, especially when recycling deeper than 200mm. However, they cannot be used as a conventional milling machine to mill asphalt. In addition, the whole "cutter" configuration on a recycler is different to a standard milling drum, promoting better fragmentation of asphalt and previously stabilised granular material. The diameter of the basic drum is some 50% greater on the recycler and is fitted with more cutting tools in a chevron-type pattern. The peripheral speed of a recycler's cutter is approximately twice that of the milling drum.

CMi Corporation from the USA were first to sell a recycler to a South African contractor. Messrs Raubex Construction took delivery of a new RS-650 during 1995 and worked with it on several projects in the Free State and KwaZulu-Natal Provinces. Most of these projects required stabilising with cement, some included bitumen. This machine was fitted with a foamed bitumen system (originating from Nesotec in Finland) and some recycling trials were undertaken that showed promising results.

Wirtgen introduced their first WR2500 recycler into South Africa early in 1996, using it to carry out a series of trials in KwaZulu-Natal to test a prototype foamed bitumen system developed by their design engineers in Germany. These trials were successful and this machine, together with a second one also fitted for foamed bitumen application, was sold before the end of the year. In the last five years, eleven Wirtgen WR2500 recyclers have been purchased by contractors in South Africa and Namibia. In spite of all these recyclers being fitted with foamed bitumen application systems, by far the majority of work that has been done involves cement stabilisation. Bitumen stabilisation (achieved by using either emulsion or foam) is gradually increasing in popularity but recent crude-oil price hikes have tended to limit its application to where it can be substituted for thick layers of asphalt base.

The total count of large recycling/stabilising machines in South Africa is currently in excess of twenty (11 Wirtgen WR2500, 5 Wirtgen 2100DCR, 1 CMi RS-650, 2 Cat RM-350 and 2

Hamm 350). The trend towards recycling has spread from South Africa to the neighbouring countries in the north, and beyond as far as Ethiopia. Africa has literally thousands of kilometres of roads in desperate need of rehabilitation and road budgets in most countries are pitiful given the magnitude of their problems. However, it would appear that recent World Bank initiatives in promoting National Roads Agencies (NRAs) are starting to bear fruit. Funding for road projects in the region is increasing as international donor agencies recognise that these newly-formed NRAs will have the wherewithal to maintain their rehabilitated road infrastructures.

In addition, most donor agencies have recognised that recycling offers enormous financial benefits for rehabilitating pavements, especially where they were originally constructed from good-quality materials, typical of most of the major trunk roads in Central, Eastern and Southern Africa. The majority of projects currently out to tender either include a design that involves recycling, or an invitation for such alternatives. This is a very positive development and explains why so many recyclers are owned by South African contractors – not many of which are actually working at home where the road network is in a relatively good condition.

3. DESIGNING FOR RECYCLING

Lying at the southern end of Africa far from the nearest source of crude oil, and having a large country with a relatively small tax-paying base, South African engineers have always had to be innovative in finding ways to build roads at an affordable cost. The has resulted in a pragmatic approach being adopted towards road construction – pavement engineers are schooled in "alternative" thinking, alternative from strict disciplining to "following the book" that dominates in some more affluent societies.

The relative easy of acceptance of in situ recycling by the South African construction industry may be attributed to this basic alternative thinking that may be reviewed under three main headings: approach to pavement design, extensive research on stabilisation and a basic "farming mentality" towards construction issues.

3.1 Approach to Pavement Design

Fortunately for civil engineers, the previous government recognised the need for research into finding an affordable home-grown solution to the high cost of road construction. From the early 1960s through to the mid 1980s, considerable funding was allocated to the then National Institute for Transport and Road Research (currently known as the Transportek Division) at the Council for Scientific and Industrial Research (CSIR). Apart from being years ahead of any other similar research, the Heavy Vehicle Simulator (HVS) programme of accelerated pavement testing (that commenced in the late 1960's) was the key to understanding pavements per se and the behaviour of various materials used in the construction of pavement layers. The importance of this programme cannot be overstated as it provided the foundation and background that allowed the adoption of a mechanistic design approach to pavements.

The South African Mechanistic Design Method is a two-part process involving an analytical stage followed by an empirical. The analytical process is based on standard multi-layered linear-elastic theory for analysing the effects of loading on a pavement structure. The results of such analyses (stress / strain details) need to be translated into failure predictions in order to be meaningful. This is the empirical part of the process, the so-called "transfer functions"

that allow the "structural capacity" of the pavement to be estimated. (ie. how many times can the pavement be subjected to a standard axle load before failure of a certain type / magnitude occurs.) The derivation of these transfer functions required an enormous amount of research that was undertaken by the CSIR using several HVS machines to conduct hundreds of trials on numerous types of pavements.

Today, pavement engineers use these transfer functions in modeling all kinds of layer combinations using different material types to find the "optimal" pavement structure. Hence, including a 275mm thick cement stabilised layer in a pavement structure poses no problem from an analysis perspective. All that is required is a basic understanding of the material's elastic behaviour (determined from laboratory tests) and the appropriate transfer function to relate stress / strain forecasts to structural capacity. Without such a tool it is virtually impossible to accurately predict the performance of a "non-standard" pavement. And the problem with most old distressed pavements is that they do not conform to any current standards, particularly in the lower subbase and subgrade layers.

3.2 Extensive Research on Stabilisation

As described above, one of the main reasons behind the HVS programme was to obtain a basic understanding of the behaviour of different types of materials under load. All kinds of materials were subjected to HVS testing: from cohesionless to plastic, fine-grained to coarse, good quality crushed stone to marginal natural materials and, significantly, both natural and treated (stabilised) materials. A large number of stabilising agents were used to treat a host of different material types – over 400 HVS trials were conducted on various cement stabilised layers in a variety of different pavement configurations.

As a result, South African pavement engineers generally understand stabilisation. They were therefore not faced with an "unknown" when the concept of in situ recycling with a cement stabilising agent was proposed for the first time. To the contrary, they immediately perceived the benefits of having a thick stabilised layer in the pavement. All that was required was proof that the equipment could produce the promised goods and, when so proved, acceptance was almost instant.

3.3 Farming Mentality

One of the oft-used phrases in South African society, usually uttered in Afrikaans (one of eleven official languages), is "a farmer will make a plan". The context may vary, but the meaning is always the same – "somehow, without spending too much money, we will have to find a way of solving this problem, because there is no alternative". Nowhere is this saying more applicable than in the construction industry where contractors offer low prices for work that may involve a host of problems that cannot possibly be foreseen at tender stage.

The approach used by South African pavement engineers for rehabilitation design epitomises this "farming mentality" – the standard methodology that is followed provides sufficient information at a relatively low cost using available resources, supplemented with appropriate technology (both imported and home-grown) to allow a balanced decision to be taken. This usually involves:

- a detailed visual inspection, supplemented on more important highways with a deflection survey, to determine sections of uniform distress which is vital for determining the level

of investigation required and for minimizing the testing programme. It also provides the basic information as to the state of the pavement.

- A DCP survey to gain an understanding of the overall in situ pavement support and to locate areas with subgrade differences. One of the main attributes of a DCP probe is that it provides information on the undisturbed state of the various pavement layers. DCP probes are normally driven to a depth of 800mm at intervals varying from 100m to 500m, depending on the uniformity of the pavement. It is not unusual to drive 30 probes per kilometre of road. The record of penetration rate (mm/blow) is then processed (reduced using computer software) to indicate in situ CBR values and resilient modulus. These results reveal the intrinsic value of the existing pavement – the result of years of continuous dynamic traffic loading under various moisture regimes.
- If there are serious concerns regarding seasonal variations in the moisture conditions of the subgrade, the DCP survey may be repeated at three-month intervals to cover all seasons.
- At least one testpit per uniform section is excavated to a depth of 1m. Once the testpit is open, everything about the pavement is revealed. Two DCP probes (one at each end of the excavation) are usually driven at the testpit location before excavating – for "calibration" purposes. The excavating work must be done carefully, allowing samples to be taken from each horizon encountered. These are retained in sealed containers and tested in the laboratory. Tests normally conducted on such samples include in situ moisture content, sieve analysis and Atterberg limits. Samples are also retained for mix design and blending purposes when stabilising a recycled layer is considered.
- The data collected from any Falling Weight Deflectometer (FWD) survey can then be analysed against information obtained from the testpits, and compared with DCP results.

The information resulting from such an investigation programme is generally sufficient to allow the design engineer to gain a comprehensive understanding of the existing pavement and to determine the mode of distress. It should also be sufficient for design purposes.

It is accepted that some of the data is not accurate, particularly DCP results. However, the design engineer should not fall into the trap of "designing with a micrometer" because a recycler can be likened to a "sledge hammer", the tool that is to be used for construction. Existing pavements should be characterised by approximate layer thickness and orders of magnitude for resilient modulus. For example, DCP analyses may indicate that the existing pavement includes a layer 163mm thick with an in situ resilient modulus of 237MPa. An experienced design engineer would model such a layer as 150mm thick (assigning the "spare" 13mm to the weaker underlying layer) with a resilient modulus of 200MPa. Later, he would conduct a sensitivity analysis on his pavement model to determine the effect of increasing the layer thickness to 160mm, and the resilient modulus to 250MPa. In this way he will begin to have a "feel" for the pavement and the parameters that are critical.

Finally, the importance of understanding the end-product requirements cannot be overstated. What exactly is required from the rehabilitated pavement? There are several terms used to describe a design objective and the design engineer must have no doubt as to what the road owner is expecting – in terms of years, the number of repeated loads and the "standard" axle loading. However, this is only the beginning. Of equal importance is to have an understanding of the actual traffic that can be expected to use the rehabilitated pavement. Overloading and over-inflated tyres are the two major concerns for pavement longevity and

as much information as possible should be obtained during the design stage, either from historic surveys or by taking physical measurements on the site.

4. LESSONS LEARNED

The following summarises the major lessons that have been learned from experiences gained over the past ten years on numerous recycling projects worldwide. Several of these experiences were learned and relearned as recycling was introduced into different markets

4.1 Material Variability

Recycling the material in an existing distressed pavement that is often covered with a plethora of patches, each using a different brew of patching material, and then reusing this material to construct a new base layer appears risky. To an extent, recycling is risky when compared to new construction where materials can be carefully selected. However, as with most risky situations, the key to managing the risk is to understand the variables. There are essentially three fundamental steps in understanding material variability:

- Basic research. Before conducting the visual inspection, obtain copies of any construction records or as-built data that indicate how the original road was constructed, details of materials used in the different layers and subsequent maintenance actions (such as asphalt overlays). Such information is seldom available, placing more importance on the field investigations.
- Field investigations. A thorough visual assessment is a prerequisite for understanding variations in the pavement – surface defects must be recorded in detail since the pattern of distress is the most important guide to detecting variations in the pavement. It can be safely assumed that, over short distances, the traffic using the pavement will be the same. Hence, any variation in the distress pattern will indicate that something is different in the pavement. Areas of similar distress patterns are then grouped into "uniform sections" and sufficient testpits, DCP probes and other tests conducted on each such section to gain a complete understanding of the pavement structure, the materials in the different layers and the variability of the materials, particularly those that are to be recycled.
  A proper visual inspection (always conducted on foot) provides a wealth of valuable information. The only situation where it cannot be effective is where the pavement was recently sealed or overlaid, thereby eliminating all the clues. However, seldom is money wasted sealing or overlaying a pavement that requires rehabilitation by recycling.
- Sensitivity testing. Basic tests (sieve analysis and Atterberg limits) on samples excavated from testpits will indicate any variations in the material that will be encountered in the recycling depth. Mix designs performed on the full range, from the one extreme (eg. coarsest gradation), the average and the opposite extreme (eg. finest gradation) will show just how sensitive the treated material is to these variations.

Where variations prove to be unmanageable, options for diluting their effect need to be explored. These include importing a layer of uniform material (eg. crushed stone) and spreading on the surface prior to recycling or, where surface elevations are critical, milling off a portion of the existing pavement and replacing it with imported material. Alternatively, other forms of stabilisation that may not be so sensitive to material variations should be explored (eg. bitumen emulsion in place of foamed bitumen.)

4.2 Moisture Content

The moisture content of the recycled material is one of the key determinants of the final end-product. Compactive effort required to achieve density, the physical dispersion of bitumen when stabilising with either foamed bitumen or bitumen emulsion, and shrinkage cracking in cement stabilised material are all significantly influenced by both the moisture content itself and its uniformity through the body of the material.

Varying moisture conditions in the in situ pavement must be expected. Research undertaken in South Africa by Emery (2) showed that material beneath a pavement surface will always be moist and that the "equilibrium moisture content" is predictable relative to the Optimum Moisture Content. Hence, it should be reasonably consistent provided the material is similar. However, variations must be expected when the following conditions are encountered:

- Cracks in the surfacing allow water to penetrate into the underlying pavement, concentrating in the vicinity of the crack. This situation often occurs when working in tropical areas where heavy thunderstorms deposit large amounts of water on the road in a matter of minutes.
- In wet climates, pavements with natural or crushed stone bases that have many deep asphalt patches may be prone to saturation when recycled. Mixing the RAP (from the patches) with the base tends to lower OMC of the blend to below that of the original base material. However, this is only a problem where the equilibrium moisture content in the base is close to OMC.
- Where the road has an unsurfaced shoulders, an increase in moisture content at the top of superelevated curves should be expected. It is not unusual to find such increased moisture conditions in excess of 3m from the edge of carriageway.
- The material at the bottom of sag vertical curves is always more moist than elsewhere in a pavement.

It is impossible to accurately predict the moisture content of the material in the pavement before recycling, regardless of how many tests are taken. The only known method of approximating the required moisture content of the recycled material (between 70% and 80% of OMC) is to vary the addition of water whilst recycling and to constantly "measure" the material by feel. This requires that the recycler is fitted with a spraybar dedicated to the addition of water and a supervisor who has sufficient experience to feel when the moisture content is correct.

4.3 Compaction

The performance of the new recycled layer is largely dictated by the density achieved through compaction. Compacting a thick layer of essentially granular material requires special attention to prevent the top horizon from bridging. In addition to having the right compacting equipment on site, it is equally important to establish the correct rolling sequence and to ensure that it is meticulously followed. Too often, the focus on site is fixed on the recycler whilst the rollers are left to "do their thing" behind.

Measuring the density achieved can also be difficult due to variations in the recycled material that can change the maximum dry density by as much as 5% over short distances. Another

problem is that nuclear gauges cannot provide an instant answer where the recycled material contains varying amounts of RAP since the moisture reading will be incorrect. To overcome these problems, many contractors are now fitting "compactometers" to their primary roller (normally a ±20 ton static-mass single padfoot-drum vibrating rollers) that follows immediately behind the recycler applying high-amplitude vibrating compaction. Experience has shown that these meters are reliable in indicating that the required density has been achieved.

4.4 Quality of Mixing

The ability of recyclers to produce a well-mixed material has often been queried. Numerous ad hoc tests have been conducted, some using coloured polystyrene balls, some with cement placed in small trenches excavated at different angles to the advance of the machine. All have shown that the mixed product is better than any other known method of in situ mixing and some have even shown the product to be as good as off-site batching. Unfortunately, the "degree of mixing" is difficult to measure and is often subjective.

In addition, due to variations in the material itself, it is practically impossible to precisely measure the quality of the mixing achieved. Unlike a crushed stone or other "manufactured" material, the grading curve for recycled material tends to vary considerably and the inclusion or exclusion of a single 25mm size stone particle makes a significant difference when calculating the addition of a stabilising agent as a percentage of the mass of the sample.

For this reason, the focus should be on the method of applying the stabilising agent to ensure that the required application rate is achieved.

4.5 Control of Layer Thickness

The thickness of a stabilised layer is the most important parameter in determining its performance as a structural member in the pavement. The relationship between thickness of stabilised layer and structural capacity (number of load repetitions to crack initiation at the base of the layer) is exponential. Small changes in layer thickness result in large changes to the structural capacity. Hence layer thickness must be carefully monitored on site.

It is of paramount importance to understand that the thickness of the completed recycled layer is not necessarily the same as the depth of recycling. A grader is always used to shape the material behind the recycler (and only after initial deep compaction has been applied) and to cut the final levels. The shape of the surface before recycling is usually the key in determining whether the depth of recycling will be similar to the final layer thickness. Level control pegs should always be established on site and checked against existing surface levels. Where there is sufficient reason to suspect that the two will vary significantly, the road should be pre-pulverised using the recycler (to not more than 60% of the recycling depth) and the material shaped by grader to the correct line and level before applying nominal compaction. Then the pavement can be recycled to the full depth applying the stabilising agent and water.

5. SUMMARY

Recycling the material in the upper layer of an existing pavement has been accepted in most countries as an attractive option for rehabilitation. However, there are still concerns voiced regarding the quality of the recycled product and its ability to perform in a pavement structure. These concerns are only justified where the process is not clearly understood, or where there is a lack of suitable design "tools".

A recycled material is essentially just another material that can be used for the construction of a pavement layer. It is not inferior simply because it is recycled. In fact, material recycled from the upper layers of most roads is the best material in the pavement and is practically in the same condition as it was when the original road was constructed. There should therefore be no resistance to reusing this material, provided the properties are determined from laboratory tests, in the same way as any other natural material would be considered for use in the construction of pavement layers.

However, it is essential that the material be understood, especially the variations in quality that must be expected when recycling highly distressed pavements that are full of patches. The addition of stabilising agents to improve the engineering properties of the material is normal and this requires an appropriate design methodology.

During the construction process, site personnel must have a full understanding of the process to be able to address the inevitable variations that will be encountered. In addition, the work must be executed with as much attention to detail as possible, ensuring that application rates of stabilising agents are correct and that density and layer thickness requirements are met.

REFERENCES

(1) *Wirtgen Cold Recycling Manual.* ISBN 3-00-003577-X (English edition). Compiled by AA Loudon & Partners and published by Wirtgen GmbH, November 1998. (Also available in Spanish ISBN 3-00-005875-3).

(2) Emery, SJ. *The prediction of moisture content in untreated pavement layers and an application to design in Southern Africa.* CSIR Research Report 644, NITRR Bulletin 20, Pretoria, South Africa, 1987

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO INSITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND INSITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

La experiencia Australiana en la estabilización de explanadas y reciclado de firmes

Australian experience on subgrade stabilisation and pavement recycling

George Vorobieff
Executive Director
Australian Stabilisation Industry Association
PO Box 797
Artarmon NSW 1570 (Australia)
vorobieff@auststab.com.au

Tom Wilmot
General Manager
Stabilised Pavements of Australia
234 Wisemans Ferry Road
Somersby NSW 2250 (Australia)
tomwil@ozemail.com.au

Paper x

RESUMEN

La estabilización de explanadas y firmes se ha utilizado en Australia desde los años 50 con un continuo crecimiento desde los años 60. Los Constructores junto con las administraciones de carreteras han continuado con el desarrollo de esta técnica para que los firmes estabilizado cumpla con las expectativas de diseño con un adecuado margen sobre las especificaciones teniendo en cuenta la variabilidad de los materiales existentes en el firme.

Esta comunicación contiene:

◊ Una lista de varios tipos de conglomerantes (cemento, cenizas volantes, escorias, betún, etc) y sus posibles combinaciones
◊ La combinación de conglomerantes y varios tipos de suelos
◊ Ensayos de laboratorio que se usan en Australia para la determinación del conglomerante más adecuado y de su contenido en la mezcla, así como el uso de estos resultados en las prescripciones técnicas

◊ Una descripción del proceso constructivo de los firmes estabilizados y los cambios producidos en los últimos diez años.
◊ Una discussión sobre el desarrollo de prescripciones técnicas a nivel municipal y ministerial
◊ Los problemas que puedan encontrarse con el uso de prescripciones técnicas en base a comportamiento teniendo en cuenta las propiedades y características del firme existente
◊ Nuevos enfoques

Una discusión sobre estudios previos de materiales estabilizados con cemento en base a pruebas de carga ALF (Beerburrum, Mulgrave, Cooma y Dandenong).

ABSTRACT

Australian has been practising road stabilisation since the 1950s with continued growth since the 1960s. Contractors along with road authoritys have continued to develop the process to ensure the completed pavement meets the design expectations and there is a sufficient tolerance in the specification to allow for the variable pavement materials expected in the existing pavement.

This paper considers:

◊ a list of the various binder types in terms of their origin (i.e. cement, fly ash, slag, bitumen etc) and their combination,
◊ the combination of binders and various soil types,
◊ typical laboratory tests used in Australia to identify the best binder and content, and the use of this data in the specification process,
◊ a description of the construction of stabilised pavements and the changes over the last ten years,
◊ a discussion of the development of local government and SRA specifications,
◊ problems with the use of a performance based-specification on a stabilised road with the existing parent material,
◊ emerging trends, and
◊ a discussion of the research of cemented materials in terms of ALF trials (i.e. Beerbuum, Mulgrave, Cooma and Dandenong).

1. INTRODUCTION

The first major use of insitu stabilisation for road construction in Australia was in the 1950s, and the subsequent development of this road construction technique is well documented by Wilmot (1) and Jones (2). The major advances in road stabilisation, over the intervening years have been;

- ◊ the use of cement stabilisation in local government roads expanded in the 1960's,
- ◊ the introduction of foamed bitumen stabilisation in the early 1970's,
- ◊ the expansion of stabilisation into South Australia and Western Australia in the late 1970's,
- ◊ the development in the 1980's of more accurate and reliable cement spreading equipment with computerised load cells and large storage capacity to increase productivity,
- ◊ introduction of slow-setting cementitious binders in the early 1990's
- ◊ the introduction of the CMI RS500 for deep-lift[1] stabilisation in June1992,
- ◊ the introduction of the Wirtgen WR2500 with water & bitumen spray bars for foamed bitumen in 1996, and
- ◊ use of the direct injection or direct feed systems where dust minimisation is important, in early 2000.

There have also been many significant research projects which are well documented in Section 7. This paper provides an overview of the Australian experience for insitu stabilisation and outlines where changes are likely to occur in the near future. The Australian Stabilisation Industry Association (AustStab) operates a comprehensive web site[2] where most of the reference material listed in the paper can be accessed for further reading.



Figure 1 A view of the CMI RS500 at work on a major road and one of the main reclaimers still used by many companies.

[1] Deep-lift in Australia is defined as insitu stabilisation in one layer when the layer exceeds 250 mm.
[2] The address for the web site is www.auststab.com.au

2. BINDER TYPES

There are numerous binders on the market in Australia and they are categorised as follows:

- ◊ cement, consisting of two types - General Purpose (GP[3]) and General Blend (GB[4])
- ◊ lime, consisting of quicklime and hydrated lime
- ◊ various combinations of fly ash and slag with cement or lime
- ◊ bituminous (Class 170[5]), mainly foamed bitumen with limited bitumen emulsions
- ◊ dry powdered polymers (DPP)
- ◊ lignosulphates and other proprietary products.

There is no data collected on the usage of the various binders, but it is well known that cementitious and lime binders are the predominant binders used in both urban and rural roads.

Cement is currently the main binder used in Australia due to its suitability with most soil types, price and availability. Whilst all binders listed above have been used successfully in Australia, pavement engineers tend to use a binder that has low costs, suitability in specific soil types and climates, and a history of good performance.

Blast furnace steel slag (or commonly known as slag) and fly ash are by-products from the steel making industry and black coal burning power stations respectively. The slag is ground to produce a fine powder and is extensively used in road and building construction. The quality of fly ash varies depending upon the type of and power station operation. Cement or lime is used to activate the slag or ash to produce a cementitious product. There are several power stations burning brown coal but the by-products from these power stations are not utilised.

In the 1990's, various binder suppliers produced proprietary cementitious binders, such as Stabilment and Roadblend, consisting of cement, slag, fly ash and lime in various proportions. These binders suited specific soil types common to urban regions and they became very popular with local government engineers. One supplier provided the opportunity for specifiers to request an unlimited range of blends, and along with the various trade names promoted by suppliers, many engineers became confused about how to specify a product without using a brand name. Today, there appears to be a more consistent approach to the marketing of cementitious blends as listed in the binder suppliers' guidelines from AustStab (3).

The cost of binders varies around Australia but an indication of the current cost in $AUD[6] of supply is as follows:

- ◊ GP and GB cement is approximately $150 / tonne
- ◊ lime ranges from $140 to $180 / tonne
- ◊ fly ash ranges from $30 to $60 / tonne
- ◊ bitumen is about $500 /tonne
- ◊ dry powder polymers range from $600 to $900 / tonne.

[3] GP cement is 95% Portland cement and 5% filler as per AS 3972. (also refer to www.standards.com.au)
[4] GB cement is Portland cement, fly ash, blast furnace slag and silica fume as per AS 3972.
[5] Class 170 to AS 2008
[6] In April 2001 one Australian dollar was equivalent to $0.568 Eurodollars.

These costs are likely to fluctuate by about ±10% and the cost of haulage is about $0.14 to $0.09 per tonne km. In some instances, the haulage may be in excess of 1,000 km.

Lime stabilisation of subgrades fell from favour in Queensland following some instances of low performance due to poor construction techniques and unseasonal wet weather in the late 1970's. The outcome was for industry to work with road authorities and in 1996, a Steering Committee comprising representatives from industry, lime manufacturers, and Queensland Department of Main Roads (QDMR) began to review literature and conduct research into lime stabilisation, especially in the area of long-term strength development of the subgrade to build more cost effective major rural roads. The work from this project has been completed (also refer to Section 4).

Bituminous stabilisation has increased in the last few years, as more engineers understand the process. In Australia, both foamed bitumen and bitumen emulsion stabilisation have been used with various benefits and limitations for each process. Contractors in Australia now prefer the use of foamed bitumen stabilisation due to the early trafficking requirements and lower costs compared to bitumen emulsion stabilisation (4).

Similar to most countries, Australia has had its fair share of chemical binders being sold to local government engineers on the promise of remarkable performance. AustStab is working with road authorities and suppliers to develop laboratory protocols for various types of chemical binders, such that reliable laboratory tests can ensure the binders work with a particular pavement material and site.

Of the numerous chemical binders available in Australia dry powdered polymers (DPP) (5) are especially suited for treating poorer quality, clayey gravels that lose considerable strength if they wet up in service. The DPPs have particular application in regions of high water table and where periodic flooding of shoulders occurs. Laboratory and field tests show that DPPs preserve the gravel's dry strength by reducing the amount by which the gravel wets up in service and by reducing the softening effect of any water that does enter the gravel (6).

3. BINDER AND SOIL COMBINATION

AustStab shares the view that a binder should be chosen for both its cost and applicability to the soil. In Australia, the cost of supply of the binder for a project[7] is in the order of 25 to 50% of the total cost and the selection of the binder for large projects is therefore a primary concern for the road authority. However road authority engineers are also aware that selecting the wrong binder delivers poor performance and results in costly repairs.

In the Austroads *Guide to Stabilisation in Roadworks* (7), guidelines are provided to help engineers select appropriate binders for initial laboratory testing (see Table 1). AustStab has also developed similar guidelines (3).

Laboratory testing combined with local experience is the method practiced in Australia to confirm the best binder in terms of strength and working time, for the parent soil material. Whilst trials are an important part of the evaluation of binder and equipment on large projects, they are not used for local government projects or minor rehabilitation works due to the additional costs.

A recent Austroads project has produced flowcharts for laboratory protocols for various binder types. Figure 2 shows the method used for selecting cementitious binders for a bound pavement (8).

[7] A project in this instance represents spread, mix, compaction, trim, sealing and traffic control

Table 1 A guide to selecting a binder for stabilisation (7)

	MORE THAN 25% PASSING 75µm			LESS THAN 25% PASSING 75µm		
Plasticity Index	PI ≤ 10	10 < PI <20	PI ≥ 20	PI ≤ 6 PI x % passing 75µm ≤ 60	PI ≤ 10	PI > 10
Form of Stabilisation						
Cement and Cementitious Blends	■	■		■	■	■
Lime		■	■			■
Bitumen				■	■	
Bitumen/ Cement Blends	■			■	■	
Granular	■			■	■	
Dry powdered polymers		■	■			■
Key	Usually suitable	■	Doubtful		Usually not Suitable	

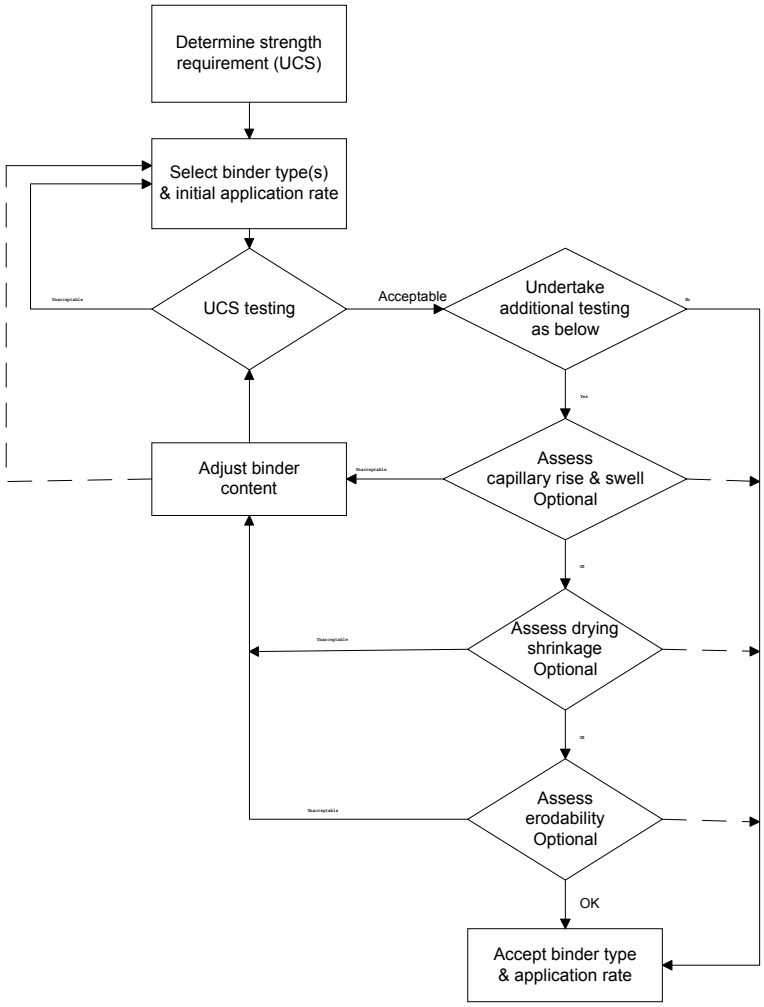


Figure 2 Flowchart showing various tests required to establish the cementitious binder type and content for a bound stabilised material. (8)

The next five years will see further developments of binders and their delivery for improved construction efficiencies and tighter environmental regulations. In addition, the evaluation of the suitability of various industry by-products will continue as government policies dictate the minimisation of dumping of materials at waste sites and into open pits.

4. DESIGN AND TESTING

The design of stabilised pavements has evolved from experience. Since the 1990s, there has been an acceptance of CIRCLY[8] as a pavement design tool, and the emergence of the mechanistic thickness design approach to pavement design (9). The widespread use of CIRCLY and various performance relationships are showing by default how limited our knowledge is of the characteristics of cementitious, lime and bituminous binders with various soil types.

The definitions listed in Table 2 are used to characterise cementitious binders in Australia. Typically, a pavement depth exceeding 250 mm will be bound and thinner stabilised pavements are either lightly bound or modified. One of the challenges facing Australian designers is that "modified" pavements are now used extensively in a range of urban and rural traffic conditions with no clear performance relationship to use in the mechanistic deign model. The lack of a performance relationship makes for a conservative approach and however these types of stabilised pavements have shown excellent field performance.

Many engineers and researchers are questioning the relationship between unconfined compressive strength (UCS) and flexural modulus (10), the applicability of accelerated laboratory curing technique for slow setting binders, and whether the fatigue relationship for cemented materials is appropriate for marginal materials stabilised with slow setting binders. Much of the current and future research in Australia will be targeted at resolving these issues.

Table 2 Typical properties of modified, lightly bound and heavily bound materials. (8)

Degree of Binding	Design Strength[1] (MPa)	Design Flexural Modulus (MPa)
Modified	UCS < 1.0	≤ 1,000
Lightly bound	UCS: 1 to 4	1,500 – 3,000
Heavily bound	UCS > 4	≥ 5,000

Notes: 1. 28 day test results, standard compaction and moist curing to AS 1141.51 with a 100 by 100 mm diameter mould.
2. For slow setting binders, the 28 day test results will be less than the values shown but will continue to increase in the field for at least 6 to 12 months

The GIRD project (refer to Section 7.2) was the first major study in Australia looking at the new generation of cementitious binders with various soils from all over Australia. This project broke new ground, particularly in the development of rational laboratory tests to measure the resilient modulus of a stabilised sample in compression loading.

[8] CIRCLY is a layered elastic analysis program. Refer to www.mincad.com.au

In the current mechanistic design approach for cementitious stabilised pavements, the input parameters for the bound layer for analysis using CIRCLY are:

- ◊ flexural moduli varying from 2,000 to 5,000 MPa (constant over the full thickness of the layer),
- ◊ Poissons ratio of 0.20,
- ◊ the material is isotropic, and
- ◊ the interface between the bound layer and the subgrade is rough

Under these parameters and with a "thin" asphalt surface layer, the critical tensile strains are typically either between the dual wheels or in the middle of the axle at the bottom of the bound material. These tensile strains usually dominate the outcome of the thickness analysis.

The current Austroads fatigue equation for cementitious bound materials is (9):

$$N = \left[\frac{112{,}664 / E^{0.804} + 190.7}{\mu\varepsilon} \right]^{12}$$

where:

N = number of strain repetitions of the standard axle to failure for the cemented layer
E = modulus (dependent on binder content and parent material)
ε = tensile strain in the cemented material.

This equation was taken from the Queensland Transport Pavement Design Manual (11) and was adopted by Austroads after the 1994 Cooma ALF[9] trial (see Figure 13). A CIRCLY analysis of the vertical subgrade strain[10], finds that the subgrade condition does not govern for bound bases with a flexural modulus of 2,000 or 5,000 MPa and in the range of 150 to 400 mm in thickness.

In recent years long-term coring and the investigation of premature full-depth cracking for stabilised layers greater than 350 mm in thickness has revealed that the bottom region of the layer may not have been fully compacted due to insufficient compaction equipment being used on site. This resulted in some road authorities changing their approach to their pavement design guidelines such that the stabilised layer was subdivided in the analysis and the top half of a bound cemented material had a flexural modulus of 5,000 MPa and the lower half had a modulus of between 2,000 to 3,500 MPa. This approach reduces the traffic life from 20 to about 12 years, compared to using a modulus of 5,000 MPa over the full depth of the stabilised layer.

In Australia, the conversion[11] for the standard axles to the Equivalent Standard Axles (ESA) at 8.2 tonnes is taken as 10 (default) or calculated from WIM[12] sites, and the value may therefore range from 2 to 100 (N). Therefore, the allowable design ESAs would be N divided by the traffic multiplier.

Carrying out repeated CIRCLY analyses allows engineers to create curves for stabilised pavement depth versus traffic life for different CBRs and modulus, as shown in Figure 3. These curves can be used as a guide to determine the depth of bound pavements for various ESAs and subgrade strengths.

[9] ALF refers to Accelerated Loading Facility.
[10] Limitations are noted in Section 5.9 of the Austroads Guide (9).
[11] This is normally referred to as the traffic multiplier.
[12] WIM refers to Weigh-in-motion.

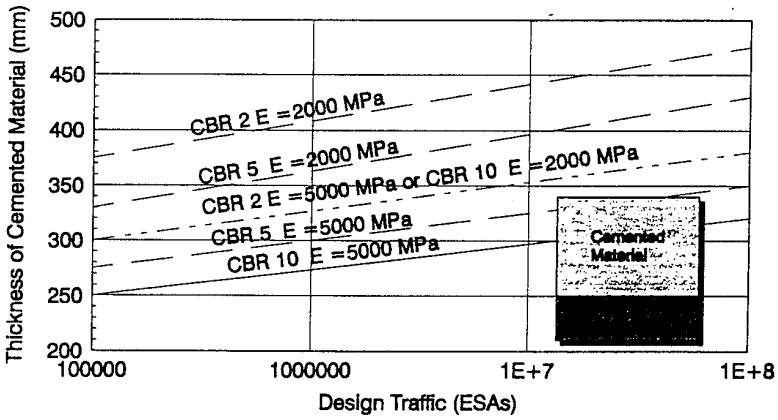


Figure 3 Depth versus ESAs for various subgrade strengths (13).

Much of the criticism currently directed at this design approach is due to the fact that density varies with depth and is not considered by adjusting the modulus with depth by sub-layering the bound pavement. Very little research data is available to establish one or more relationships across a range of binders and soil types. It is also difficult to be confident of the outcomes from an FWD analysis when the degree of uncertainty in the estimation of field modulus is not known by operators and researchers. Test data collected from ALF trials does not provide an overall assessment of this effect due to the low subgrades strengths used in the trial pavements.

The current relationship between UCS and flexural modulus in the Austroads Guide is (9):

$E = 1814\ UCS^{0.88} + 3500$ for cemented crushed rock (Model 1), and

$E = 2240\ UCS^{0.88} + 1100$ for cemented natural gravel (Model 2).

These relationships were recently reviewed by ARRB Transport Research (10) and the report concluded:

◊ Test results on which to base a revision of the current Austroads Guide with respect to characterisation of cemented materials are scarce and data available typically arises from specialised testing which can be difficult to aggregate due to differences of approach in terms of equipment, test protocols and sample preparation procedures.

◊ The existing correlations for estimation of design modulus from UCS have been reviewed and the following relationship was proposed for incorporation into the Austroads Design Guide:

$E = 3690\ (UCS)^{0.77}$ ($R^2 = 0.80$, n = 120, Standard Error (SE) = 0.34)

Where E = Flexural Modulus insitu at 28 days curing (MPa),

UCS = Unconfined Compressive Strength (MPa)

◊ Data arising from the GIRD project has been briefly reviewed and due to differences in the test procedure, it was not possible to incorporate this data into the revised section on materials characterisation for cemented materials in the Austroads Design Guide.

◊ It is recommended that standardised test equipment and a standard test protocol be developed for characterisation of cemented materials in terms of the required design input, which is insitu

flexural modulus at 28 days field curing. Relationships between the properties of laboratory prepared, cured samples, and insitu material properties are also required.

In the above report the proposed equation relating UCS to modulus was compared to the GIRD project results shown in Figure 4. The data presented indicates the wide variation apparent in both the compressive modulus and UCS values with only one binder application rate (4% by mass). It should be noted that a 28-day UCS over 4 MPa is not normally sought in the design process, and strengths at a 28-day period may be inappropriate for slow-setting binders that gradually develop strength over several months.

This report did highlight the need for further work to establish a simple and reliable laboratory derived modulus rather than relying on the calibration of the UCS and modulus relationship.

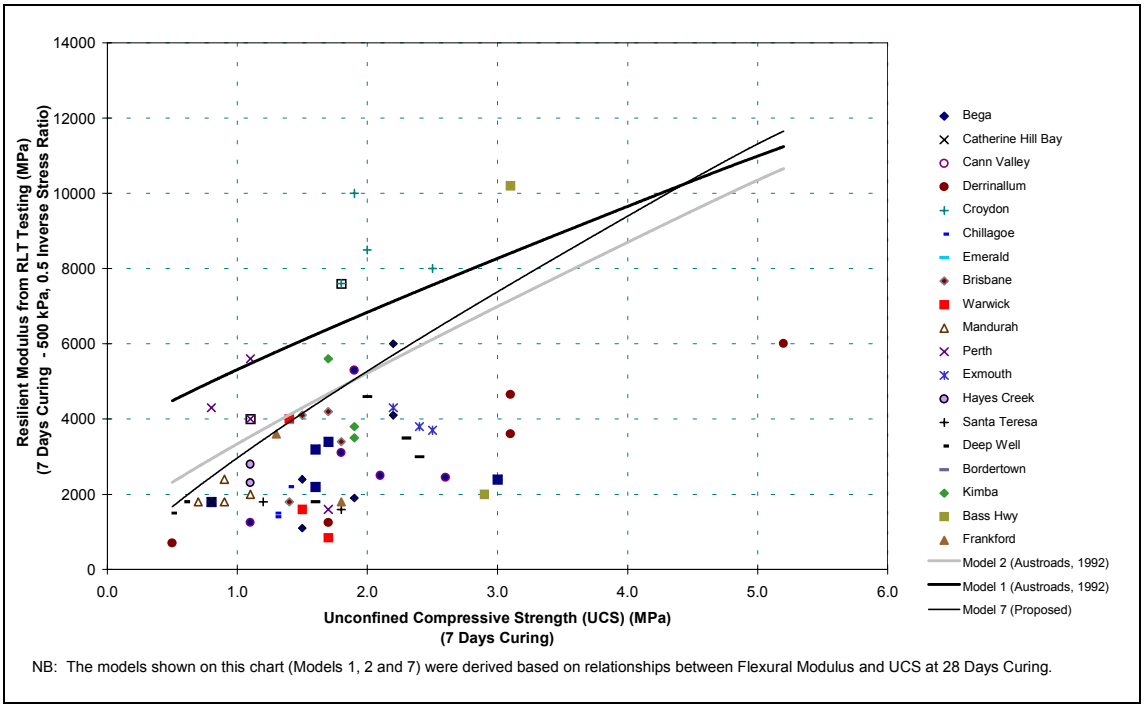


Figure 4 Data from the GIRD Project for 7-day curing regime and various correlations between modulus and UCS for 28-days curing (10).

In the Austroads Pavement Design Guide there is also provision for a second phase of life of stabilised pavements based on a minimum depth of 150 mm of asphalt[13]. During this second phase of life, the stabilised pavement layer is analysed as a fully cracked layer, acting structurally as an unbound layer with a modulus of 500 MPa.

It is recognised that the mechanistic analysis does not provide rational thickness design for low trafficked roads, and further work is being undertaken by AustStab to produce a catalogue of designs to encourage a confident approach to pavement thickness design.

[13] The 1992 edition of the Guide (9) only required 100-mm of asphalt.

Traditional methods for the design of lime stabilised subgrades in Australia involved adding sufficient lime to reduce the plasticity, develop sufficient strength to form a working platform, and increasing the subgrade CBR to allow a reduction in overall pavement depth. More recently an additional design requirement has been to achieve a target pH of 12.4.

Queensland Main Road engineers reviewed the work by Professor Dallas Little (USA) who stated that significant strength of the subgrade could be achieved in order to use the stabilised material as a subbase. Work by Little (14) and confirmed by the QDMR, suggested that the minimum percentage of lime to be incorporated in the subgrade, should be based on the minimum 28 day UCS achieved at different percentages of lime. Little believes that design based on the previous pH method may not always be conservative. QDMR have designed and constructed various projects with lime stabilised subgrades in Queensland using this approach. These were based on extensive laboratory testing, and subsequent field trials (15). The performance of these pavements is being monitored and the results to date suggest that designers should be able to take account of the increased strength provided by a lime stabilised subgrade layer in pavement designs. The pH demand test (8) is now becoming a popular laboratory test for basic lime stabilisation projects.

Finally, the design of bituminous stabilised pavements is even more uncertain than cementitious pavements. For many years Mobil had a patent on the bitumen foaming process and Mobil developed a commercial in confidence approach to the design of foamed bitumen stabilisation and it seems this led to confusion about the design approach. Some engineers believe that about 4% bitumen binder in a crushed rock has a similar behaviour to that of a weak asphalt layer. While other engineers consider that bituminous stabilisation at low binder contents (about 2% or less) allow a marginal material to perform as good quality unbound material.

There is currently great debate in Australia on how to design a foamed bitumen stabilised pavement using the limited test and performance data available for these pavements. It is hoped that a suitable approach will soon be developed and incorporated in road authority design manuals.

5. CONSTRUCTION

The early practice for spreading of cement on the road surface was done by setting out 40 kg-bags in a grid pattern and raking the cement across the surface to provide the desired spread rate. Today, modern spreaders typically hold between 12 and 26 tonnes, spread directly onto the road pavement and record the cement usage by electronic load cells (see Figure 5). This achievement was the combined efforts of the road authorities and industry trials that led to the development of greatly improved spreader capability. Even distribution of the additive is an important part of ensuring required pavement performance. Australian spreaders have now been developed to ensure accurate measurement and placement of additive both laterally and longitudinally in the pavement.

Even with the best technology, these load cells can only provide an accurate read-out when the spreader is at rest. Print outs of spread information is available from cab mounted printers. These spreaders spread variable widths from 500 to 2100 mm. Gates are hydraulically adjusted.

With the concern about dust generation in some sensitive urban areas, an Australian company, Pavement Technology Ltd, has spent considerable effort seeking an efficient approach to the introduction of powder binders into the mixing chamber instead of the slurry type solutions which have had limited success. No contractors in Australia use slurry systems for road stabilisation indicating its unsuccessful application in terms of cost and reliability.



Figure 5 A typical stabilisation spreading and mixing operation in Australia.

The Direct Injection System for the incorporation of cementitious binders during stabilising/recycling operations is now being used in Australia. This system uses technology that is completely new to traditional binder spreading systems to minimise the generation of dust, and provide a high degree of accuracy and control of binder addition. It uses advanced software and load measuring systems to control the addition of a full range of cementitious binders (see Figures 6 and 7).



Figure 6 Modified bulk tanker with main pneumatic supply equipment and binder storage.



Figure 7 Direct Injection System typically requires the water and binder tanker to be coupled to the reclaimer.

The Direct Injection System is completely automated with the operator setting the binder addition rate, product type and thereafter the software managing the addition rate by monitoring product weight, width of spread, and forward speed. The feeder system has departed from the traditional vane and gate system to provide positive volumetric/mass addition via an injection valve bank system. The system has been successfully adapted for a Wirtgen WR2500 and a CMI RS500.

By injecting measured amounts of binder directly into the mixing chamber, the need to spread the binder ahead of the reclaimer/stabiliser is eliminated along with the potential for dust to occur on windy days. This has advantages for specific projects and with the use of low bulk density binders.

As with all direct feed systems, a disadvantage is that the reclaimer/stabiliser needs to be coupled to a tanker to provide the binder during operations. This may be difficult to operate in unusual street layouts.

It should be noted that the Direct Injection System is not seen as a general replacement of traditional spreaders and best practice, but as an alternative for projects where dust minimisation is of prime importance.

Another new system is the integrated spreader system adapted for the Wirtgen WR2500, where the powder binder is incorporated just in front for the mixing chamber. Figure 8 shows how the system works where the binder is spread in a similar manner as a conventional spreader with vanes metering the binder to the road surface. The authors note that there are two models of the Wirtgen WR2500K (see Figure 9) with the earlier version having problems with consistent delivery of the binder.

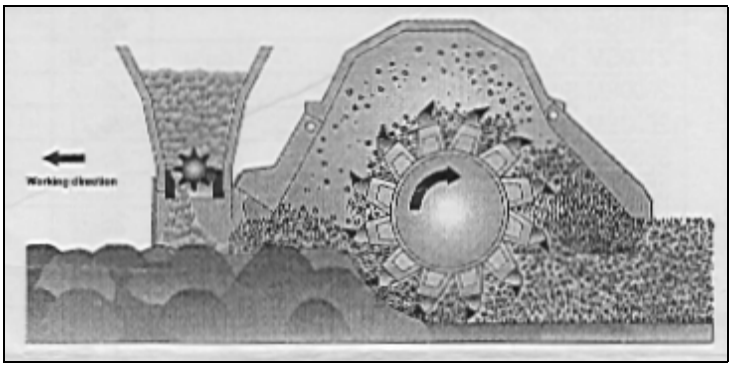


Figure 8 Schematic diagram showing binder being delivered in front of the mixing chamber.
(Diagram courtesy of Wirtgen).



Figure 9 View of the Wirtgen WR2500K model that has a foamed bitumen spray bar.

A significant factor noted by Wilmot (1,16) in the long-term success of insitu stabilisation in Australia dates back to the projects where the use of triple rotor stabilisers (see Figure 10) produced a very thorough mix. One limitation however, was that the rear mounted mixing chamber had limited mixing depth.



Figure 10 P&H triple rotor road stabiliser.

The 1990's saw the introduction of the reclaimer / stabiliser, a machine that could both reclaim and stabilise with the same rotor. The rotors consist of bullet teeth on long legs designed to mix the pulverised pavement material. These machines have the ability to reclaim existing pavement materials to a depth of 500 mm and are now being used to recycle existing stabilised pavements that have come to the end of their effective life. The existing cement binder assists with the binding of pavement material again, and this is truly recycling at its best.

In the mid-1990s, a contractor, with limited insitu stabilisation experience, attempted to carry out road stabilisation with a road profiler. The profiler rotor has bullet teeth and a double or triple wrapped drum designed to cut and lift asphalt or other pavement materials. The rotor is not designed to provide a mixing action. The results of the use of the profiler have been poor and the outcome is chunks of cement aggregate and localised failure of the pavement. The increasing move to recycling has led to a decrease in the number of true stabilising machines as these will only mix the binder with uncompacted or lightly compacted pavement material.

Modern CMI and Wirtgen machines are now available as reclaimer / stabilisers, and the two key factors for their success in Australia is the power of the machine to overcome existing multi-layered road construction and the ability to work well in pavement depths of 150 to 400 mm. These machines also have the mixing chamber mounted between the wheels to allow better depth control.

The success of deep-lift stabilisation, that is insitu stabilisation of existing materials to typical depths in the range of 300 to 400 mm, may be attributed to:

- ◊ an initial strong partnership between road authority and industry,
- ◊ the conduct of an accelerated loading trial of the pavement,
- ◊ development of slow-setting cementitious binders to allow adequate time for compaction,
- ◊ availability of high production reclaimers and reliable spreading machines,
- ◊ availability of heavy compaction equipment, and
- ◊ consistent process control and appropriate setting of construction tolerances in specifications.

With the resurgence of foamed bitumen stabilisation in the late 1990's, both insitu and plant-mix operations are being successfully used for road rehabilitation. Foamed bitumen stabilisation is being predominantly used for urban roads with quicklime being added to improve early strength to allow for early trafficking of the pavement. For plant-mix operations the plant does not need much space and can be located adjacent to sports grounds, as shown in Figure 11.

The benefits of foamed bitumen stabilisation are:

◊ an increase in strength over granular pavement materials,
◊ quick construction method,
◊ lower costs than reconstruction,
◊ immediate ability to reopen to traffic, and
◊ increased durability and waterproofness to the pavement material

The limitations are:

◊ the need for suitable grading of fines in the pavement material, and
◊ purpose built equipment and experienced operators are required.



Figure 11 Plant-mix operations for foamed bitumen stabilisation in Sydney.

In the 1990s, VicRoads and industry representatives worked towards the development of a small-scale patrol-patching machine as shown in Figure 12 (17). The machine uses a 600 or 1,000 mm-profile head mounted on` a skidsteer. A 200 litre water tank, water pump and spray system was also incorporated.



Figure 12 View of skidsteer system for small pavement patch repairs (17).

A report by VicRoads entitled *Small Scale Patrol Patching using the Skid Steer Stabilisation Process* (17), highlighted the benefits of using the patrol patching machine to strengthen small areas of the base which had failed. The aim of this equipment was to stabilise the top 150 mm of base material for a patch area of up to 50 m^2 and provide a short-term solution.

AustStab members consider that the process has a place but is subject to the following limitations:

- the use of cement bags for spreading is satisfactory for small area patches (i.e. about 20 m^2), however the uniformity of spreading the binder can decline to unacceptable levels as the area increases,
- mixing is not as uniform as that achieved by a stabiliser,
- the process is suited only to pavement depths up to 150 mm in depth as a 3 tonne roller is used for compaction, and
- as this type of work does not utilise a grader, the surface finish becomes a problem as the patch size increases.

It is considered poor practice to mix a binder into the pavement material with a grader or an agricultural rotary hoe. Most road authority specifications do not permit such practice. Where the practice has been tried to reduce costs etc, shrinkage cracking or early failures have occurred due to uneven mixing or inadequate depth control. Short cuts tend to lead to greater long-term costs, and AustStab produces best-practice guides[14] to reinforce construction methods with proven results.

6. SPECIFICATIONS

Model specifications have been well developed over many years by several road authorities, and AustStab has also developed specifications for both local and state government owned roads. On large projects typical quality assurance methods require the use of laboratory and field testing with hold points[15]. Local road projects are generally of a small scale, such projects vary from 100 m to several kilometres in length of a two-lane road. A trial on a 200 m road project is not feasible primarily due to the cost of conducting and evaluating the trial, and therefore, local experience is drawn upon in these instances.

In 1998, AustStab produced the first of a series of national model specifications for insitu stabilisation of local government roads using cementitious binders, including lime. The objective was to take into consideration the current operating procedures of various municipalities around Australia and build this into one specification without making it cluttered with options. The features of the AustStab specification are:

- contract options to allow flexible operations with council day-labour staff,
- flexible contract payment rates,
- a commentary to provide engineers with the rationale to the various clauses, and
- information available on disk or emailed with updates on the AustStab web site.

[14] For more information refer to www.auststab.com.au\construction\aust38.htm
[15] A hold point in this instance is where the contractor and superintendent evaluate a trial section before work continues on the project.

State Road Authorities have their own individual specifications that may be different in every State. For the last few years AustStab has worked with these authorities to refine the specifications and to ensure the clauses meet current best practice. These specifications have a quality assurance type format and maybe considered as end-product performance-based specifications. Performance-based specifications rely on an end-product criteria and the timing of the testing for these criteria is paramount on maintenance / rehabilitation projects where, traffic needs to be on the road the same day, and weather conditions are variable. In Australia, end-product timing has been set at the end of trimming or sealing.

Some of the impediments to introducing longer-term performance-based specifications for stabilisation are:

- the definition of a lot where the parent material in the road, subgrade strength and depth of existing asphalt varies along the length of the project,
- the design approach is based on an approximate relationship between UCS and modulus,
- the characterisation of bound material where the development of strength of slow-setting binders for deep-lift stabilisation varies with soil temperature and binder type, and
- laboratory soil testing that is not sufficiently accurate, cost effective or timely in terms of the construction process (especially with slow setting binders).

A recent workshop at the ARRB Conference[16] discussed the way forward for the introduction of performance-based specifications in Australian for road stabilisation and some of the issues raised were:

- *Size and duration of contracts.* Most long-term maintenance contracts were substantial with many being $10 M per annum over a ten-year period. Performance maintenance contracts were synonymous with the words 'long term'.
- *Innovation*. As a direct result of the size and duration of the performance contract, contractors could use greater innovation in the delivery of their service. This was considered to lead to productivity gains throughout the contract duration, and generate long-term cost savings for the client.
- *Risks*. These were seen to be largely with the contractor, not the client. This may be partly due to the client's costs being fixed over the duration of the term, whereas the contractor's quantum of work is generally less defined.
- *Knowledge of existing road materials*. One of the shortcomings of performance contracts is the lack of suitable knowledge of the existing pavement materials for the contractor to make suitable decisions about optimum rehabilitation techniques. Is it the responsibility of the client or contractor to know the "full" condition of the road?
- *Expertise*. It was considered that the client requires a high level expertise to adequately assess the value for money delivered by the contractor.
- *Industry involvement*. Industry involvement is essential in the preparation of and development of the scope of the contract. Has the industry got the resources to develop extensive tests to measure performance in a cost effective manner?
- *Standards*. It is very important to develop appropriate standards that can be demonstrably meeting the involvement of industry during the contract development phase.

[16] For more information refer to www.auststab.com.au/20arrb/

There is much debate in Australia about the cost savings from performance-based specifications and contracts and one research team (18) has found no documented proof that cost savings are achievable from this contract format. An alternative to 10-year performance maintenance contracts that is currently gaining momentum is hybrid styles of performance contracts with an emphasis on the road authority to stipulate the intervention and standard of maintenance or rehabilitation. There is much work to be done over the next 10 or more years to shift to performance-based contracts for stabilisation and with a reducing research budget in Australia, it is unlikely that performance-based contracts will be realised in the short-term.

7. RESEARCH AND DEVELOPMENT

7.1 General

Since 1990, almost $7 million has been spent on road stabilisation research using insitu and plant type operations. The finance for these projects have been drawn from Austroads, State Road Authorities, universities, private companies involved in both construction and materials, and associations, such as the C&CAA, ADA[17] and AustStab.

The most significant research project in the first half of the 1990s was the GIRD project which aimed to fill knowledge gaps in the characterisation of stabilised materials and promote the wider use of road recycling.

During the GIRD Project, the Austroads Pavement Reference Group (APRG), conducted three important full-scale pavement trials in Cooma, Erraring and Dandenong, all of which are documented in the following sections.

7.2 Road rehabilitation by recycling project

Recycling using cement stabilisation is one such approach to rehabilitate the nation's existing road pavements and the Structural Materials and Assemblies Group at the University of South Australia set about this national road rehabilitation project in collaboration with the Department of Industry Science and Technology, Transport SA, Pavement Technology Ltd, and the Cement and Concrete Association of Australia. The project team was formed in 1993 with some $1.44m spent on the project over 3 years.

The objectives of the project were to (19):

- ◊ obtain data on the elastic properties of recycled pavements,
- ◊ provide data on the long-term behaviour of recycled pavements,
- ◊ study the technology for compacting pavement layers up to 400 mm thick, and
- ◊ review and extend the work already documented on the properties of cement-modified pavements.

Soils from around Australia were mixed with a range of binders generally available in the geographic area. The binders included cement/fly ash, cement/slag, slag/lime and fly ash/lime blends (see Table 3). The properties of these material combinations were investigated with a view to establishing the suitability of the materials for road reconstruction.

[17] ADA refers to the Ash Development Association of Australia

Table 3 Description of the binders selected from various regions of Australia.

State Nominated Binder	No.	Description and ratios
South Australia (SA)	1	Cement GP: fly ash (70:30)
	2	Cement GP: fly ash (80:20)
	3	Cement GP
Western Australia (WA)	4	Cement GP: blast furnace slag (35:65)
	5	Cement GP: fly ash (70:30)
	6	Cement GP
Queensland	7	Cement GP: blast furnace slag (40:60)
	8	Cement GP: fly ash (70:30)
	9	Cement GP
Victoria	10	Cement GP: blast furnace slag (40:60)
	11	Cement GP: fly ash (70:30)
	12	Cement GP
	16	Blast furnace slag: Hydrated lime (85:15)
Tasmania	13	Cement GP
New South Wales (NSW)	14	Cement GP: blast furnace slag (40:60)
	15	Cement GP: fly ash (70:30)

The results for the soil and stabilised soil properties were listed in six State reports[18].

One important milestone in this project was the development and use of a laboratory measuring procedure for repeated triaxial loading. This approach records both the lateral and axial deformations enabling the results to include Poisson's ratio.

Sixteen cementitious binders were chosen by SRA engineers for the project (see Table 3). One of the major benefits was the ability of practitioners to compare several binder types in representative soils in the nominated State and with other regions. The comparison can be carried out with respect to unconfined 7 and 28-day compressive strengths, wet-dry durability, permanent strain, resilient modulus, and Poisson's ratio.

Field trials have been carried out to verify the laboratory testing (20).

7.3 ALF Trials at Cooma

In 1990, an investigation commenced into the feasibility of deep-lift stabilisation of granular pavements to satisfy the structural design requirements of medium-trafficked rural pavements (i.e. maximum 5 x 10^6 ESA). The investigation took into consideration construction techniques developed from pilot and full-scale trials in New South Wales (NSW) in co-operation with industry (see Figure 13).

Using the deep lift stabilisation technique in 1994, it was estimated that savings of 20 to 40% over the cost of granular overlays could have been realised in NSW. This translated into a saving of $4 to $6 million per annum saving for a $20M rehabilitation program.

[18] Refer to www.auststab.com.au/ORDERFRM99.pdf for more information.



Figure 13 View of the ALF device alongside the Monaro Highway, Cooma in 1994.

From May to October 1994, the Cooma ALF trial was conducted adjacent to the Monaro Highway approximately 20 km north of Cooma in southern NSW. This project was highly successful and attracted great interest from international pavement engineers. The final report (21) and a subsequent publication by the RTA (22) encouraged the deep-lift process to continue in NSW and SA resulting in greater pavement reliability and fewer construction risks.

The major findings from the report were:

- ◊ Under accelerated loading, all pavements tested on a low strength subgrade (CBR 4%) had fatigue lives at least twice the loading estimated for the Monaro Highway (5.3 x 10^6 ESAs) over a 20 year design period. The trial findings therefore suggest that this type of pavement recycling is suitable for moderate rural arterial traffic.
- ◊ Under current construction practices where pavements are compacted in single lifts to depths greater than 300 mm, the bottom third of the layer generally had about 5% less relative density than the top two-thirds. This approximately halves the UCS and modulus, i.e.UCS of 3 MPa reduces to 1.5 MPa and the modulus of 12,000 MPa reduces to 6,000 MPa.
- ◊ If field compaction techniques can be further improved to increase the level of compaction of material below 300 mm, substantial gains in pavement performance can be anticipated.
- ◊ Nuclear density gauges are unable to measure densities in backscatter mode more than 300 mm below the surface.
- ◊ The enhanced performance of the unbound granular material following stabilisation was most apparent from Experiment 5.
- ◊ The observed fatigue life substantially exceeded the AUSTROADS predicted fatigue life for all stabilised pavements tested on the high strength subgrade. The AUSTROADS fatigue relationship also under-predicted the fatigue life of the trial material and has been observed to under-predict the life of a good quality cement-treated crushed rock.
- ◊ The presence of narrow shrinkage cracks at greater than 2.5 m spacing where the surface seal remained intact, did not appear to effect the pavement performance although this trial did not take into account the effect of an expansive subgrade. Rainfall during ALF loading was low however, and performance may differ when the pavement is wet.
- ◊ The modulus and UCS values of some moulded specimens differed from values obtained from field cores. Laboratory sample preparation procedures need to be reviewed to ensure closer agreement between results obtained on moulded specimens and field cores.

The belief by many engineers that shrinkage cracks in cemented materials represents failure was shown to be unjustified in the Cooma trial. Field evaluations in South Australia (20) also shows that detailing and management of these cracks through the use of geotextile and other interlayers, between the asphalt and the top of the cemented layers, provides a long-lasting pavement system with low-life cycle costs compared to granular pavements. Even after 10 years of service, many local Sydney roads stabilised with cementitious binders, show no sign of reflective cracking on the surface of the 30 mm thick asphalt wearing course (23).

7.4 Fly ash trials at Erraring

The aim of this project was to demonstrate the cost-effective use of fly ash in road construction, generate high quality data on the use of fly ash, and promote the results to potential road builders. A total of 17 experiments were conducted on the following range of pavement types (24):

- 2%, 4% and 8% cement-stabilised fly ash base 300 mm,
- 1.5% cement-modified crushed rock base 150 mm thick and 4% cement-stabilised fly ash subbase 150 mm thick,
- unbound crushed rock base 150 mm thick and 4% cement-stabilised fly ash subbase 150 mm thick, and
- a 'control' section of 2.5% cement-stabilised crushed rock 300 mm thick.

The distress mechanisms observed under accelerated loading were different for cement-stabilised fly ash base and subbase pavements. In the case of the cement-stabilised fly ash (CSF) base pavements, the mechanism was fatigue followed by crushing of the material. Where cement-stabilised fly ash was used as a subbase under a granular basecourse, the pavements rutted after a relatively low number of loading cycles, with rutting of the granular base being the principal distress mechanism.

In designing cement-stabilised fly ash base pavements using mechanistic design principles and the above mentioned crushing life relationships, it was recommended that the design moduli of 1,000 MPa, 2,000 MPa and 5,000 MPa be adopted for 2%, 4% and 8% cement-stabilised fly ash respectively.

The performance of cement-stabilised fly ash base and subbase pavements placed on a coal haul road within the Erraring Power Station is being monitored. Given the performance of the cement-stabilised fly ash base pavements under ALF loading, the cement-stabilised fly ash base pavement should last well over 20 years.

7.5 Dandenong ALF trial on marginal materials

This field trial, which looked at a series of different binders in a very marginal soil from Victoria, was carried out in Dandenong, east of Melbourne (25) at a cost of about $0.7 million. The two major binders were a 2% GP cement and 2% bitumen, and a 4% slag/lime (85%/15%) cementitious blend. The pavement thickness was 200 mm on 2% lime stabilised (300 mm deep) clay subbase. Testing was also performed on a crushed rock pavement from Boral Montrose quarries.

The project objectives for this trial were:

- to compare the "life" of an unstabilised marginal material with material that was stabilised insitu with cement/bitumen and slag/lime blends. In addition, to examining the relevance of the fatigue performance relationships to these types of rehabilitation treatments as currently recommended by AUSTROADS, this also provided a means of ranking performance,

◊ to establish laboratory tests to predict performance improvements for a given additive type and content, and
◊ to examine the influence of curing time on performance.

This type of insitu pavement, marginal material and a bituminous sprayed seal wearing surface, is now proposed for rural Victoria and South Australia. In the trial, a 40-mm thick layer of dense graded asphalt was used in order for the ALF wheel to operate effectively.

Although some difficulties in the construction of the trial pavement were experienced and the site had poor drainage, the following recommendations were made:

◊ compaction should proceed immediately after mixing the binder into the pavement material and be limited to 95% MDD (modified) to avoid "breaking" the material down to a coarse sand,
◊ during trimming to meet the final alignment, all waste material should be discarded and not incorporated as a thin-layer of material since it may result in poor bonding between the stabilised layer and the surface asphalt,
◊ curing should take place immediately and be carried out for at least 7-days or until the next pavement layer or surfacing is constructed. Trafficking of the pavement during curing is desirable, and
◊ dry density should be used as a construction control parameter for specified design modulus for these stabilised marginal materials.

The trial also highlighted the need to harmonise curing procedures for laboratory samples to enable simple comparisons of binders around Australia.

8. THE ENVIRONMENT IN THE 1990S

There is now a growing community expectation in Australia that all levels of government need to be environmentally friendly. Roads are seen as a prime target for new and tighter environmental policies with many government policies directed at actions towards the reduction of greenhouse gas emissions. The road making industry has also come under close scrutiny by the Environmental Protection Agency (EPA) with more stringent containment requirements for existing and new quarries. There are also ongoing issues with traditional land authoritys and government policies directed to the reuse of building and construction demolition waste.

In 1998 AustStab produced a simple document titled "Recycling Our Roads – It makes sense!" to explain insitu stabilisation in non-technical terms. The documented presented the case that insitu stabilisation was at the top of the waste minimisation hierarchy (see Figure 14) as waste is avoided by the nature of the construction process. Reconstruction is at the lower end of the hierarchy however, as the material is disposed.

In this document, a study by Hurtsville City Council was presented, highlighting the following cost savings from stabilisation for over 200,000 m^2 of local roads (26):

◊ cost savings to rate payers in the order of 60%,
◊ saved 111,100 tonnes of quarry products,
◊ 200,000 litres of council fuel saved, and
◊ reduced tipping space of some 61,600 m^3

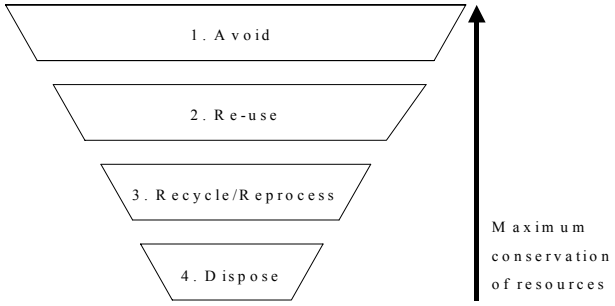


Figure 14 Waste minimisation hierarchy.

Some have argued that if pavement engineers are not astute, roads are likely to be the new linear waste sites of the future and produce long-term liabilities for the community. However, recent performance studies of local government roads, point towards road insitu stabilisation meeting design expectations (23). Figure 15 shows a road stabilised by Hurstville City Council in 1991 and showing no signs of distress after nearly 10 years of service, and there are many other cases where stabilised pavements are out performing expectations.



Figure 15 Low Street, Hurstville (NSW) stabilised with 5% GB cement to a depth of 180 mm. No pavement treatment since construction in 1991.

9. EMERGING TRENDS

9.1 General

The number of experienced pavement engineers is declining as State Road Authorities reduce their in-house expertise due to government cutbacks. Engineering salaries also remain low which means many talented engineers are lost to the industry.

It must be stressed that whilst some engineers seek to improve the system by using manufactured material, process control and design processes, the stabilisation technique is a low-cost construction approach to extending the road funding dollar and reducing our requirements for quarried granular materials. The application of more performance-based specifications to local government roads has to be questioned as more site investigation and insitu testing after construction, increases the cost of stabilisation contracts in what may be regarded as an inherently tolerant construction process. The economic benefits, other than strengthening of the pavement, for road rehabilitation of the road must be emphasised (26,27).

9.2 Equipment

The introduction of the CMI RS500 in the 1990s led the charge to allow insitu stabilisation to depths of 400 mm (i.e. the deep-lift process) in one layer rather than constructing the pavement in two separate layers. This resulted in quicker construction times and avoiding the need for stockpiles of base materials. This process could have not been achieved without the use of 18-tonne pad-foot rollers to compact the stabilised layer to depths of 400-mm. Today, 25-tonne vibratory rollers are used to increase production to compact to the full depth of stabilisation.

The success of the deep-lift process for rural highways has now been well recognised. This success has also been seen in urban road projects where granular and asphalt pavements have come to the end of their life. The large stabiliser/reclaimers are very powerful and their application in the urban environment is to minimise cartage to waste sites by using the existing pavement materials and reduce the duration of road construction. To achieve this goal, the depth of the existing asphalt pavement should not exceed 100 mm. Although greater depths of asphalt recycling with the CMI RS650 has been achieved, the ability for the material to be successfully broken down to small particles can be questioned. These machines will go through further development in the next decade in terms of the pulverisation action and the mixing process between the binder and pavement materials.

In rural areas of South Australia where it is difficult to get large compaction equipment to sites, the road authority are trialing an approach to insitu stabilisation in two layers by removing the top 200 mm of the existing pavement material and recycling the lower 250 mm insitu with a cementitious binder (see Figure 16A) followed by replacing the top material and stabilising this layer with 50 mm of the bottom layer in the final phase as shown in Figure 16B (28). The full stabilised depth is designed with a flexural modulus of 5,000 MPa.

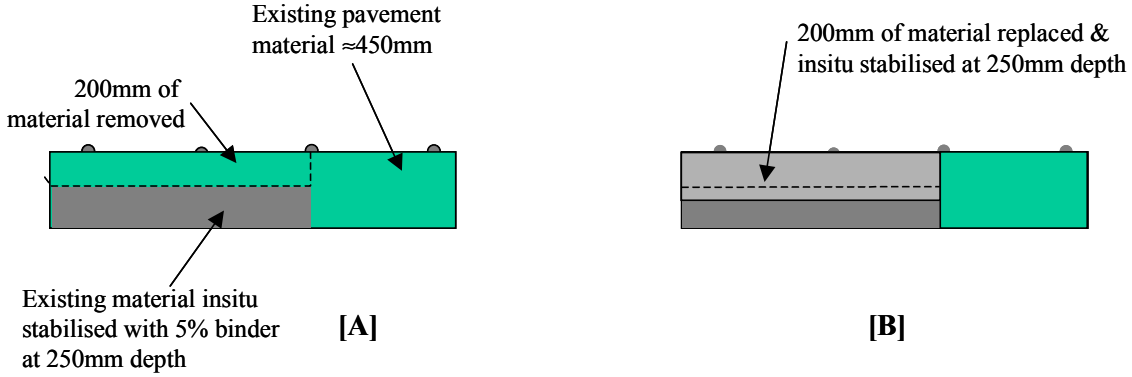


Figure 16 New two layer approach to insitu stabilisation of heavy trafficked rural highways (28).

Some road engineers have questioned the efficiency of pug-mills or similar equipment, where materials are combined in a wet-process plant near the site and then transported to a paver for spreading. The cost of transporting material to and from site and the congestion this adds to the commercial traffic while part-road closure occurs is likely to make this process cost prohibitive.

9.3 Testing insitu performance

The ability to use performance-based specifications in road stabilisation contracts is limited by the known variability of the existing material and the high cost of some test procedures to measure known characteristics of the pavement material. Some engineers suggest that what is needed is a portable device that provides various performance indicators simultaneously, such as density, moisture level, compaction, cement content etc. The introduction of more remote sensing equipment (i.e. infrared temperature devices) from military and space research will hopefully make its way to the road industry soon and allow low-cost assessment of the existing material and final stabilised material.

9.4 Binders

More research into binders that combined or optimise the performance variables, such as strength, fatigue life, shrinkage, durability and permeability will be sought by Australian binder supplier manufacturers in the coming years. As the development of the characterisation of bound and modified pavement materials continues though the use of better laboratory test protocols, greater design reliability will allow the reduction in the current very conservative approach adopted by road designers using road stabilisation.

Further understanding of the Australian developed technology of dry powdered polymers for stabilisation and flexible pavements is expected to enable rehabilitation of existing roads constructed with marginal materials and those subject to water ingress.

9.5 Computer analysis

The ability for desk-top PCs to carry out complex calculations faster and analyse a "bigger" analytical model will improve over the next decade such that the analysis process will be more efficient and engineers will be able to examine many more pavement and loading options. CIRCLY was recently upgraded to a Windows format which has improved the productivity of the analysis.

In addition, STRAND6 and other finite element (FE) software (29) are being used to analyse pavement materials. One of the current limitations in FE modelling, is that the soil and the loading is variable with time and space, and approximations in these models must be carefully scrutinised to ensure the model assumptions are compatible with what can be achieved on site using the current specifications and standard equipment.

10. CONCLUSIONS

This paper has outlined the advances in stabilisation and road recycling in Australia over the last 30 or more years. Most of the advances have been driven by limited funding for rehabilitation of urban and rural roads, lack of good quarries and the vast distances between our cities. These advances have been matched by industry initiatives in well-developed spreaders with reliable electronic weighing systems and direct injection of powder binders into the mixing chamber of the reclaimer. Underlying these advances are the use of slow-setting binders and the relative costs of binders with sometimes significant haulage costs.

The future for insitu road stabilisation is promising as the design and construction process exceeds the intended performance of a low-cost pavement rehabilitation technique for both local and state government roads. The environmental demands placed on industry and road authoritys can only increase and the challenge will be to provide reliable solutions that provide high benefit cost ratios to the community, and particularly, by employing quick construction methods to reduce road users costs.

The use of milled asphalt back into stabilised pavements highlights the benefits of reusing road materials. In Sydney, local government roads stabilised in the 1960s, are now being re-stabilised with the new-generation binders and this highlights the ability for roads to be recycled again and again.

11 REFERENCES

1. Wilmot, T *Fifty years of stabilisation* Road Note 50 Cement & Concrete Association of Australia, March 1996.
2. Jones, E *Insitu stabilisation in local governments* Road Note 50 Cement & Concrete Association of Australia, March 1996.
3. *Australian binders used for road stabilisation and recycling industry* AustStab National Guidelines, Version C, Australian Stabilisation Industry Association, Sydney, June 1999.
4. *Foamed bitumen stabilisation* Construction Tip No.3, Australian Stabilisation Industry Association, Sydney, February 1999.
5. *Stabilisation using dry powder polymers* Construction Tip No.6, Australian Stabilisation Industry Association, Sydney, December 2000.
6. Rodway, B *Polymer stabilisation of clayey gravels* Proceedings for 20th ARRB Conference, Melbourne, March 2001.
7. Austroads *Guide to Stabilisation in Roadworks* Sydney 1998.
8. Foley, G *Mix Design for stabilised pavement materials* ARRB Transport research Contract Report No. RC91022, May 2001 (Draft).
9. Austroads *Pavement Design – A Guide to the Structural Design of Road Pavements* Sydney 1992.
10. Yeo, R *Basis for Revision of Modulus Correlations for Cemented Materials* APRG Report No. WD R97/072, December 1997.
11. Queensland Transport *Pavement Design Manual* Brisbane, Second Edition, 1990.
12. *Guide to Pavement Design* Technical Bulletin No. 37, VicRoads, Kew, 1996.
13. Youdale, GP, Porter, KF, Walter, PD and Olejnik, S *Deep-Lift Recycling of Granular Pavements* Proceedings 17th ARRB Conference, Part 3, Gold Coast, August 1994.
14. Little, DN *Handbook for Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime* Kendall Hunt Publishing Company, Iowa, USA, 1995.
15. Evans, P, Smith, W and Vorobieff, G *Rethink of the Design Philosophy of Lime Stabilisation* Proceedings for 19th ARRB Conference, Sydney, December 1998.
16. Wilmot, TD *Does Australia Meet World's Best Practice For Road Recycling By Insitu Stabilisation?* Proceedings for 19th ARRB Conference, Sydney, December 1998.
17. VicRoads *Small Scale Patrol Patching using the Skid Steer Stabilisation Process* Melbourne, 1996.
18. *Stage 2: Working Paper 1: Experiences to date with performance contracts and specifications* NT&E 9904 Project Report, Austroads, Sydney 2001. (Draft)
19. Symons, MG and Poli, DC *Properties of Modified Soils in Recycled Pavements* Proceedings of ROADS 96 Conference, Christchurch, New Zealand, September 1996.
20. Symons, MG and Poli, DC *Field Trials of Stabilised Pavements using Cementitious Binders* University of South Australia, The Levels, SA, May 1997.
21. Jameson, GW, Dash, DM, Tharan, Y and Vertessy, NJ *Performance of deep-lift insitu pavement recycling under accelerated loading – the Cooma ALF Trial 1994* ARRB Research Report ARR 265 June 1995.
22. *Guide to In-Situ Deep-Lift Recycling of Granular Pavements* Roads & Traffic Authority (NSW, Sydney, 1994.
23. Meijer, H *The Performance of Cement Stabilised Road Pavements* Thesis, School of Civil Engineering, University of Technology, Sydney, 1995.
24. Austroads Pavement Research Group *Performance of cement-stabilised fly ash under accelerated loading: the Erraring ALF Trial* APRG Report No. 15, 1995.
25. Moffatt, MA, Sharp, KG, Vertessy, NJ, Johnson-Clarke, JR, Vuong, BT and Yeo, REY *The performance of insitu stabilised marginal sandstone pavements* APRG Report, No. 22, Research Report, No. ARR 322. ARRB Transport Research Ltd, Vermont South, April 1998.
26. Wilmot, T and Vorobieff, G *Is Road Recycling a Good Community Policy?* 9th National Local Government Conference Proceedings, Melbourne, August 1997.

27. Andrew, RC *Insitu Stabilisation of Pavements: Wise Investment ?* Proceedings for 19th ARRB Conference, Sydney, December 1998.
28. Mathais, SL, Andrews, RA and Crosley, C *Design and performance of heavily trafficked south Australian deep insitu cement stabilised pavements* First International Symposium on Subgrade Stabilisation and Insitu Pavement Recycling using Cement, Salamanca, Spain, October 2001.
29. Hadi, M and Malik, AA *Using Flexipave for the Analysis of Road Pavements* 9th REAA Conference, Wellington, NZ, May 1998.

Acknowledgements

I would like to acknowledge the assistance of Greg Murphy of Pavement Technology Ltd and Desley Henrickson of Head to Head International in the preparation of this paper. In addition, many thanks to John Figueroa of Roads & Traffic Authority (NSW) who provided much needed assistance with the translation into Spanish of the title and abstract.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

"ESTABILIZACIÓN Y RECICLADO. ESTADO ACTUAL DE LA TÉCNICA EN ESPAÑA"

"STATE OF THE ART OF IN SITU SUBGRADE STABILISATION AND PAVEMENT RECYCLING WITH CEMENT IN SPAIN"

J. Díaz Minguela
Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA)
Plaza San Marcos, 6
24001 - León (España)
iecanoroeste@infonegocio.com

RESUMEN

Se pretende presentar una visión general del estado de la técnica de la estabilización y del reciclado de firmes in situ con cemento en España. Además de incluir las características de las principales obras realizadas en los últimos años, se repasa la normativa existente y las causas o razones básicas por las que la estabilización de los suelos existentes se ha ido imponiendo a las anteriores soluciones de sustitución de suelos.

En lo referente a los reciclados, se repasan asimismo las razones que han derivado hacia esta solución (técnicas, económicas y medioambientales), la normativa o recomendaciones al respecto y se realiza un repaso a las características y comportamiento de las principales experiencias españolas que, con 10 años transcurridos desde la primera realización, suman una superficie total de firme reciclado superior a 5 millones de metros cuadrados.

ABSTRACT

In this paper, the state of the art of in situ subgrade stabilisation and pavement recycling with cement in Spain is presented. With regard to stabilisation, the main features of the most important works performed in the last years will be described, as well as the specifications and the reasons why this technique is displacing the usual soil substitution.

Concerning pavement recycling, the different reasons (technical, economical and environmental) favouring this technique will also be reported. Moreover, information will be provided on the projects, the construction process and the differents works performed since the first recycled pavement made in Spain ten years ago. Finally, the present condition of the recycled works (more than 5 millions of m^2) will be analysed.

PALABRAS CLAVE

Realizaciones, normativa, comportamiento, suelocemento.

KEY WORDS

Works, specifications, performance, soil-cement.

1. ESTABILIZACIONES. LA EXPERIENCIA ESPAÑOLA

1.1 Introducción

Varias son las razones por las que la estabilización de explanadas ha tenido y tiene en algunas zonas de España una amplia difusión. Entre ellas, cabe destacar la consecución mediante esta técnica de una buena plataforma de apoyo que colabora estructuralmente con el resto del firme, el permitir circular por terrenos intransitables, reducir la sensibilidad al agua de la explanada y en general una mejora de la durabilidad de todo el firme, incrementándose la resistencia a la fatiga, a la erosión y a los agentes climáticos de todo el conjunto.

A todo ello se suman importantes ventajas medioambientales al permitir el aprovechamiento de los suelos existentes en la traza, aunque estos sean suelos marginales o inadecuados, evitando también la creación de vertederos.

1.2 Breve reseña histórica

Los esfuerzos del hombre para convertir el suelo en una estructura resistente, estable y duradera se remontan a las civilizaciones más primitivas. Incluso algunas tradiciones que perduran en nuestros días son también ejemplo de estos procesos, como el adobe o bloque de tierra arcillosa mezclada con paja al que se incorpora algo de cemento en algunas zonas de Castilla, o los pavimentos de los típicos patios andaluces construidos con mezclas de arcilla y cal.

Sin embargo, en España puede considerarse el inicio de las estabilizaciones, en el concepto moderno de la mejora in situ de un suelo mediante la incorporación de cemento o cal como productos industriales, para lograr una explanada de buena capacidad de soporte, en el amplio programa de construcción de caminos en las zonas regables, iniciado en el año 1963, por parte del Instituto Nacional de Colonización (posteriormente IRYDA), y que afectó a más de 250 km de caminos.

Cuadro 1. Superficie (m^2) de explanadas estabilizadas en España

Año	Estabilización con cemento	Estabilización con cal	Superficie total (m^2)
1974	400.000		400.000
1985	320.000		320.000
1992		40.000	40.000
1996	962.400		962.400
1997	1.427.000	915.000	2.342.000
1998	3.414.000	18.000	3.432.000
1999	1.625.000	689.000	2.314.000
2000	901.700	4.639.000	5.540.700
2001	3.120.800	7.532.400	10.653.200
Suma	**12.170.900**	**13.833.400**	**26.004.300**

Así, en dicho año 1963 se estabilizan los primeros 13,5 km de caminos en la zona regable de El Rosarito, en las provincias de Toledo y Cáceres (55.000 m^2), con tan buenos resultados que la técnica se extiende progresivamente a otras zonas: en Laguna de Antela en Orense se estabilizan 6 km (35.900 m^2) en 1965; en Villagonzalo (Salamanca) otros 47 km en los años 1969-70 que suman una superficie total de 205.000 m^2; y así sucesivamente en Granada,

Cádiz, Ciudad Real, etc; con actuaciones tan importantes como las realizadas en Babilafuente (Salamanca) donde se estabilizan 41,7 km en el año 1972 y 40,2 km en el año siguiente (318.350 m^2 en total) o en los Pedroches (Córdoba) donde ese mismo año se construyen 61,8 km (247.360 m^2).

En todos estos casos de estabilización o mejora del suelo in situ con cemento, el espesor del firme tratado es de 15 cm, profundidad máxima eficaz de los equipos utilizados, formados por rotoarados agrícolas de varias fresas verticales o bien mezcladoras autopropulsadas rotativas.

En 1974, en la construcción de la autopista de Navarra, se realiza también la estabilización de la explanada sobre la que se apoya el firme en una longitud aproximada de 20 km, y a pesar de utilizarse en algunas otras obras diversas, no se ha podido recopilar documentación hasta el año 85 en el que se estabilizan 15 km de la N-I, entre Cerezo y Boceguillas. No obstante, es a partir del año 1996, cuando la estabilización de los suelos existentes en la traza empieza a ser una alternativa seriamente considerada frente a la opción de sustituir dichos suelos por otros de mayor calidad, que en muchas regiones de España no se pueden encontrar en amplias zonas. Además de resultar una opción más económica en dichos casos, se consigue una mejor superficie de apoyo, y es una solución más respetuosa con el medio ambiente, al evitarse extracciones de suelos (prestamos), y el vertido de los suelos marginales que aparecen en la traza.

Así, en el año 1996 se realiza la estabilización de la explanada de varios tramos de la Autovía León-Burgos (Autovía del Camino de Santiago), con una superficie total próxima al millón de metros cuadrados, a los que se suman otros 800.000 m^2 en tramos construidos posteriormente. En los años siguientes se estabilizan los terrenos de apoyo de varios tramos de autovía, como son la Autovía del Noroeste (Madrid – La Coruña) en la provincia de León, 1.510.000 m^2; la Autovía de las Rías Bajas (Madrid – Vigo), 1.400.000 m^2, también a su paso por la provincia de León; la Autovía de Castilla N-620, 1.880.000 m^2 en la provincia de Salamanca; o la Autovía de la Plata, más de un millón de m^2 en Badajoz (Extremadura).

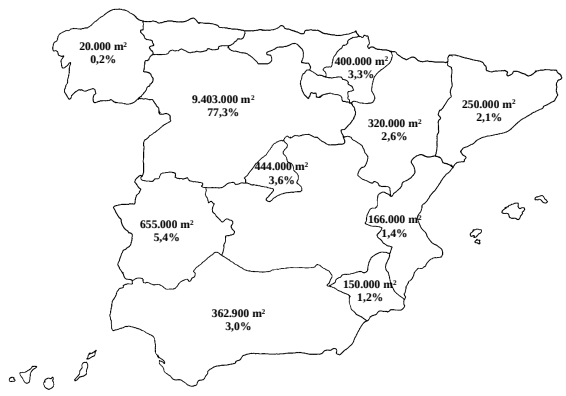


Figura 1. Superficie (m^2) de explanadas estabilizadas con cemento en España

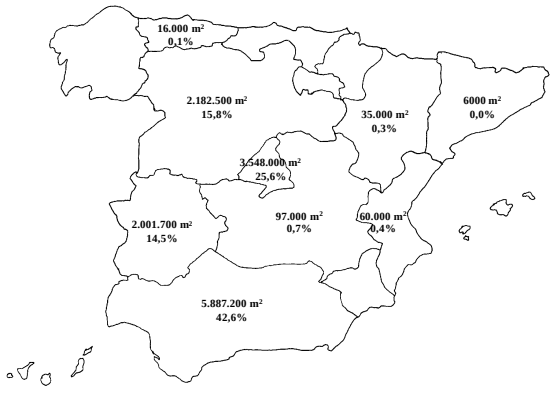


Figura 2. Superficie (m^2) de explanadas estabilizadas con cal en España

A estas vías principales incluidas en el Plan de Autovías, se suman otro gran número de actuaciones en carreteras autonómicas o provinciales (ver cuadros de características al final) que suman una superficie total de más de 26 millones de metros cuadrados estabilizados, de los que el 47% aproximadamente se realizarán con cemento y el otro 53%, con cal.

1.3 Normativa

La tabla de clasificación de explanadas que se utiliza en España data de los años 70, publicándose en la Norma 6.1-IC de la Dirección General de Carreteras del actual Ministerio de Fomento en el año 1976. Es evidente la necesidad de una actualización al encontrarse infradimensionada en lo referente a espesores, que fija para todas las estabilizaciones en 15 cm (valor mínimo), claramente insuficientes en muchos casos, pero comprensible en esa época en la que la maquinaria existente no podía asegurar la correcta ejecución de espesores mayores. No obstante hay que destacar la importancia que esta tabla ha tenido al resolver de manera sencilla para proyectistas y constructores el problema de definir una explanada y caracterizar su capacidad soporte para el firme de una carretera.

De hecho, en la actualidad, sigue en vigor de acuerdo con la Instrucción 6.1 y 6.2-IC, Secciones de Firme (1989), estando pendiente de publicación su actualización, sobre cuyas prescripciones el Ministerio de Fomento presenta una ponencia en este Simposio. Cabe destacar, la importancia que concede a la estabilización que es obligatoria en todos los casos para conseguir una explanada de la categoría superior, E3.

En cualquier caso y sin entrar en la clasificación de explanadas de carretera, que en España se clasifican en 3 categorías (E1, E2 y E3 según el índice CBR sea superior a 5, 10 y 20 respectivamente), hay que destacar la subdivisión de suelos estabilizados que estas instrucciones incorporan, distinguiendo entre tres diferentes (cuadro 2):

Cuadro 2. Tipos de suelos estabilizados (Instrucción española)

		CBR a 7 días	% mínimo
S-EST 1	Suelo estabilizado in situ con cemento o con cal	≥ 5	2
S-EST 2	Suelo adecuado estabilizado in situ con cemento o con cal	≥ 10	3
S-EST 3	Suelo adecuado estabilizado in situ con cemento	Resistencia a compresión a 7 días ≥ 1,5 MPa	

- S-EST 1 y S-EST 2 ó “suelos mejorados con cemento o cal”, en los que se mejoran considerablemente las propiedades del suelo con un pequeño porcentaje del aditivo.

- S-EST 3 ó “suelo estabilizado con cemento”, al que se le exige una resistencia mínima (rigidez apreciable).

A partir del año 86 aparece la primera normativa con carácter regional, las Normas Técnicas para las carreteras de Vizcaya, en las que se clasifican las explanadas en dos categorías, EX 1 y EX 2 con índices CBR mayor de 8 y 20 respectivamente, incrementándose los espesores de las capas estabilizadas a 25 y 20 cm, aunque dada la buena calidad de los terrenos estas soluciones de estabilización no son construidas.

Posteriormente en el año 96, con la experiencia acumulada durante un gran número de años en su red de carreteras realizando estabilizaciones y capas gruesas de suelocemento, la Dirección General de Carreteras e Infraestructuras de la Junta de Castilla y León, publica las “Recomendaciones de Proyecto y Construcción de Firmes y Pavimentos”. Este documento,

innovador tanto en el catálogo de secciones de firme de nueva construcción, como en las renovaciones superficiales y refuerzos, recoge un capítulo de cada uno de los materiales y unidades de obra incorporados a dichas secciones, destacando en el tema que nos ocupa los capítulos sobre suelos estabilizados in situ con cal y con cemento.

Asimismo, incluye un nuevo cuadro de formación de explanadas en el que los espesores se ven incrementados de acuerdo con las siguientes directrices (ver cuadro 3):

- El interés que la estabilización tiene para el aprovechamiento de los suelos inadecuados o de reducida calidad que muchas veces aparecen en el trazado.

- La importancia que tiene mejorar considerablemente la calidad de las explanadas en el comportamiento futuro del firme. De todos es conocido la considerable reducción de la vida útil de un firme, cuando la base de apoyo es deficitaria estructuralmente (problemas de drenaje, blandones, reducida capacidad de soporte, etc.).

- La mayor sensibilidad del comportamiento estructural de las capas de base de materiales tratadas con conglomerantes hidráulicos respecto a las reducciones de espesor, considerando además las características de realización in situ de las explanadas.

- La existencia de maquinaria que permite la estabilización de suelos en espesores de hasta 40 cm, asegurando la homogeneidad y correcta ejecución.

- La experiencia en estabilizaciones realizadas en Castilla y León.

CUADRO 3. FORMACIÓN DE EXPLANADAS CON CAPAS ESTABILIZADAS (espesores mínimos en cm)

EXPLANADA	S. INADECUADOS		S. TOLERABLE (0)		S. ADECUADO (1)		S. SELECC. (2)	PEDRAPLEN (P)	ROCA
	I.C.	Junta CyL	I.C.	Junta CyL	I.C.	Junta CyL	Junta CyL	Junta CyL	Junta CyL
E 1 5 < CBR < 10	D: 1 (35) / S-EST 1 (15)	S-EST 1 (40) S-EST 1 (30) / P (75)	S-EST 1 (15)	S-EST 1 (25)					
E 2 10 < CBR < 20	D: 2 (40) / S-EST 1 (15)	S-EST 2 (30) / S-EST 1 (30) S-EST 2 (35) / P (75)	T: S-EST 2 (15) / 1 (35) D: 2 (25) / S-EST 2 (15)	S-EST 2 (30)	D: S-EST 2 (15)	S-EST 2 (25)		S-EST 2 (25)	
E 3 20 < CBR	D: 3 (50) / S-EST 1 (15) D: S-EST 3 (15) / 1 (35) / S-EST 1 (15)	S-EST 3 (35) / S-EST 1 (30) S-EST 3 (35) / P (75)	S-EST 3 (15) / 1 (35) D: 3 (25) / S-EST 1 (15)	S-EST 3 (30) / 1 (40)	D: S-EST 3 (15)	S-EST 3 (25)	S-EST 3 (25)	S-EST 3 (25)	S-EST 3 (20)

D → Desmonte
T → Terraplén o pedraplén

I.C. ----------→ Instrucción de Carreteras 6.1 y 6.2-IC
Junta C yL. → Recomendaciones de la Junta de Castilla y León

A todas estas cuestiones se suma el reducido importe económico que la mejora de la explanada supone sobre el coste total de la obra, en contradicción con el considerable

incremento de la vida útil del firme.

Cuadro 4. Características de los Suelos (Norma Española)

Características	MARGINALES	TOLERABLES	ADECUADOS	SELECCIONADOS
Granulometría			$D_{máx}$=10 cm Pase 2 UNE< 80% Pase 0,080<35%	$D_{máx}$=10 cm Pase 0,40<15% o bien pase 2/0,40/0,080 < 80%/75%/25%
Plasticidad	Si LL>90 IP<0,73 (LL-20)	LL<65 Si LL>40 IP>0,73 (LL-20)	LL<40 Si LL>30 IP>4	LL < 30 IP < 10
Materia orgánica	< 5%	<2%	< 1%	< 0,2%
Sales solubles		Yeso<5% Otras<1%	< 0,2%	< 0,2%
Hinchamiento	< 5%	< 3%		

Otra normativa autonómica que también contempla la estabilización de los suelos de la explanada es la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía publicada en 1999.

En cuanto a las Prescripciones exigidas, estas quedan recogidas en los capítulos 510, suelos estabilizados in situ con cal, y 511, suelos estabilizados in situ con cemento, del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

2. EL RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO EN ESPAÑA

2.1 Introducción

Partiendo de una primera experiencia a finales de 1991 e inicios del 92 de casi 100.000 m^2 de reciclado de un firme, y tras un pequeño salto en los años 93 y 96 en los que se diseñan otras nuevas actuaciones, el número de carreteras rehabilitadas mediante la técnica del reciclado in situ con cemento ha ido creciendo en España de forma considerable, sobre todo a partir del año 98, en el que se reciclan un total de 12 tramos repartidos por toda la geografía española y que suman una superficie total aproximada de 979.300 m^2. Así, en el año 99 se realizan también 25 actuaciones (1.217.800 m^2), en el 2000 otros 20 tramos que suman aproximadamente 1.547.700 m^2 y en lo que va de este año 2001, ya están reciclados o en fase de construcción casi 830.000 m^2 de firme, lo que hace una superficie total de carreteras recicladas in situ con cemento en toda España de más de 5 millones de metros cuadrados (aproximadamente 5.251.550 m^2).

Si bien, fue la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento (administración central) quien inició esta técnica, pronto las Comunidades Autónomas de Castilla y León y Andalucía recogieron el relevo y tomaron la iniciativa, a la que se sumaron los organismos autonómicos y provinciales de otras comunidades como Extremadura, Madrid, Valencia y Aragón con un gran número de realizaciones que suman unos 80 tramos de carreteras reciclados in situ con cemento.

A continuación se exponen las principales características de estos tramos y las razones por la que esta técnica ha irrumpido de forma tan rápida, que hace que en tan pocos años, ya se disponga de una dilatada experiencia.

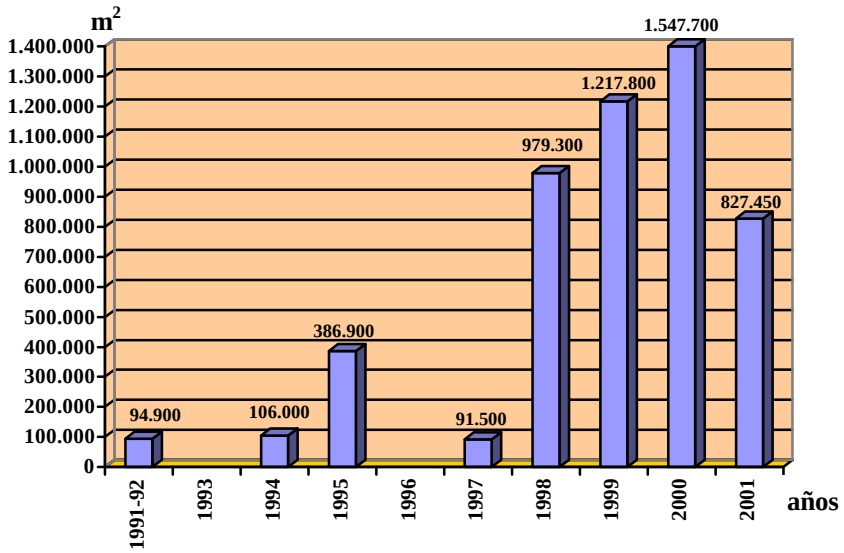


Figura 3. Superficie anual reciclada (m^2)

2.2 Rehabilitación de un firme: La opción reciclado

Las razones para optar por la solución reciclado son varias. Normalmente se trata de firmes agrietados o fisurados, prácticamente agotados, bien por el volumen de tráfico pesado soportado que les ha llevado al final de su vida útil de servicio, o bien por problemas de drenaje y plasticidad de los suelos inferiores que ha contaminado las capas del firme que se pretende rehabilitar.

Frente a otras soluciones de rehabilitación, el reciclado de estos firmes con cemento permite el aprovechamiento de estas capas deterioradas, logrando recuperar su capacidad de soporte y unas características físico-mecánicas acordes con los requerimientos necesarios para permitir un adecuado nivel de servicio.

Técnicamente, se consigue además un firme en conjunto mucho más duradero, con mucha menor susceptibilidad al agua y mayor resistencia a la erosión. Incluso, para ciertos casos particulares, permite rehabilitar únicamente un carril, y la rasante se modifica muy ligeramente, lo que es una opción a considerar en zonas de gálibo limitado.

A esta serie de ventajas se suman otras económicas y medio ambientales, que juntas son las que han promovido ampliamente esta técnica en una gran parte de España.

En el aspecto económico destaca el no tener que aportar áridos (o solo muy reducidamente), lo que supone un doble ahorro, tanto por su coste en sí, como por suprimir su transporte. Además no hay que instalar planta de fabricación como en otras unidades de obra, los rendimientos son elevados, el coste total de la solución reciclado es inferior al del refuerzo que dote al firme de la misma capacidad estructural, etc.

En el aspecto ecológico, el citado aprovechamiento de los materiales existentes en la carretera, que puede estimarse en un ahorro de áridos entre 3.000 y 4.000 toneladas por

kilómetro para una carretera de 6 a 8 m de anchura, es sin duda el principal efecto ambiental positivo, al que se suma la ausencia de transporte, y por tanto se evita la posibilidad de vertidos y el deterioro y contaminación de los caminos y espacios colindantes, y el no necesitar vertederos. Al ser una técnica en frío, consume además poca energía y la carga contaminante es reducida.

2.3 Proyecto

Para diseñar el firme de las primeras realizaciones se emplearon programas analíticos de cálculo basados en su asimilación a un medio multicapa elástico y lineal, comparándose posteriormente las soluciones diseñadas con las alternativas de refuerzo. En estas primeras secciones, la tendencia era mantener espesores de reciclado entre 25 y 30 cm según el volumen del tráfico pesado, colocando como rodadura una única capa de mezcla bituminosa de 5 o 6 cm, que en el caso de los tráficos más reducidos se fabricaba en frío, y doble capa hasta 10 cm en el caso de los tráficos mas pesados.

Las secciones tipo de firme, constituidas por diversos materiales como mezclas bituminosas, gravacemento, suelocemento, zahorras y hormigón (compactado o vibrado), están recogidas en España en la Norma estatal 6.1 y 6.2-IC, de mayo de 1989, que lógicamente no recoge la solución reciclado.

Posteriormente otras Instrucciones o Normas de carácter regional como las citadas Recomendaciones de Proyecto y Construcción de Firmes y Pavimentos de la Junta de Castilla y León (1996) o la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía de la Junta de Andalucía (1999) modifican las secciones tipo anteriores, adaptándolas a las características de los materiales disponibles en cada Comunidad. Aunque tampoco se incluye el diseño de las secciones con material reciclado, en las Recomendaciones de la Junta de Castilla y León se incluye un anejo dedicado al “reciclado in situ con cemento”, debido al creciente interés despertado por esta técnica.

En dicho anejo se indica que para el reciclado se pueden adoptar las estructuras de firme incluidas con capa de suelocemento por su similitud, apoyadas sobre una explanada de categoría E3 (índice CBR≥20).

En el año 1999, el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA), publica el Manual de Firmes Reciclados in situ con Cemento, del que ya se había presentado un adelanto en el IV Congreso Nacional de Firmes, dedicado monográficamente al reciclado de firmes, celebrado en Segovia en junio de 1998. En este Manual se recogen todos los aspectos relacionados con el reciclado, tanto en lo referente a los estudios necesarios (estudios previos, definición del reciclado, determinación de la formula de trabajo, etc), como a la realización en sí (equipos, ejecución de las obras, control de calidad, etc), además de incluir un estudio de costes y una propuesta de Pliego de Prescripciones Técnicas Generales.

Para el dimensionamiento de la rehabilitación de un firme mediante reciclado in situ con cemento, además de exponer las posibilidades de un diseño particularizado mediante el estudio analítico de la estructura del firme reciclado (cálculo directo o inverso), el Manual propone un catálogo de secciones de acuerdo a las siguientes directrices:

- Tráfico: se consideran las categorías de tráfico pesado establecidas por la Dirección General de Carretera del Ministerio de Fomento con las subdivisiones adoptadas por la Junta de Castilla y León en las citadas Recomendaciones:

Cuadro 5. Categorías de tráfico.

Categoría de tráfico	T0	T1	T2		T3		T4		
Subcategoría	T0	T1	T21	T22	T31	T32	T41	T42	T43
IMD_p [(1)]	> 2000	800	400	200	100	50	25	12	0

[(1)] Intensidad Media Diaria de vehículos pesados en el carril de proyecto y año de puesta en servicio.

- Materiales: se consideran dos características mecánicas de materiales reciclados

Cuadro 6. Características del material reciclado.

Características	Tipo A	Tipo B
R_c min 7 días	2,5 MPa	3,5 MPa
E de cálculo 90 días	6.000 MPa	10.000 MPa
Contenido mínimo de cemento	3%	3,5 %
Densidad mínima en obra	97% Dmáx	97% Dmáx

R_c = resistencia a compresión simple sobre probeta cilíndrica de ∅ 0,15 m y L = 0,18 m. Esta prescripción se reduce cuando se emplean cementos con alto contenido de adiciones por su mayor evolución de resistencias a largo plazo.

E = módulo de elasticidad (orientativo)

Dmáx = densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado (Norma UNE 103501)

Las secciones de firme propuestas son:

Cuadro 7. Secciones de firme reciclado diseñadas en el Manual IECA.

RECICLADO TIPO A (mín. 2,5 MPa A 7 días)

SECCIONES DE FIRME REHABILITADO (Espesores mínimos en cm)									
Categoría de tráfico pesado	T0	T1	T21	T22	T31	T32	T41	T42	T43
Mezcla bituminosa	18	15	12	12	12	10	8	5	DTS
Capa reciclada in situ con cemento	35	35	35	30	25	25	22	20	20

RECICLADO TIPO B (mín. 3,5 MPa a 7 días)

SECCIONES DE FIRME REHABILITADO (Espesores mínimos en cm)									
Categoría de tráfico pesado	T0	T1	T21	T22	T31	T32	T41	T42	T43
Mezcla bituminosa	18	15	12	12	12	10	8	5	DTS
Capa reciclada in situ con cemento	30	30	30	25	22	22	20	18	18

Las secciones estructurales diseñadas como reciclado tipo A son las que actualmente más se están construyendo, dado que hasta la fecha la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento no ha publicado un catálogo de secciones de reciclado, y que son las Comunidades Autónomas y Diputaciones Provinciales las que recogieron el relevo y más actuaciones están llevando a cabo.

En cuanto a las prescripciones exigidas al material, está pendiente de publicación el capítulo correspondiente del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales del Ministerio de Fomento, del que también se presenta una ponencia en este simposio. En cualquier caso el material reciclado se asemeja a un suelocemento, exigiendo unas prescripciones similares y que se resumen en:

- Tamaño máximo 80 mm
- Pase tamiz UNE 4 mm 30 %
- Materia orgánica < 1 %
- Contenido sulfatos SO_3 < 1 %
- Plasticidad: IP < 15 y LL < 35

2.4 La experiencia en España.

Las primeras aplicaciones de reciclado de firme in situ con cemento tienen lugar entre diciembre de 1991 y marzo de 1992 en la carretera N-431, entre Huelva y Cartaya. Se trata de un reciclado de 13 km, diseñado por el Ministerio de Fomento para rehabilitar esta carretera, que tiene un elevado porcentaje de deterioros en toda su superficie. El firme consistia en un espesor variable entre 10 a 15 cm de mezclas bituminosas, sobre 15-18 cm de zahorra artificial y 15 cm de zahorra natural, apoyados sobre un suelo tolerable (CBR entre 3 y 5) con índice de plasticidad entre 10 y 25. En diversos tramos, bajo la zahorra artificial volvía a haber incluso 7-15 cm de mezcla bituminosa sobre macadam. El espesor reciclado es de 30 cm, con un 4,5% de cemento, sobre el que se disponen 5 cm de mezcla bituminosa en caliente.

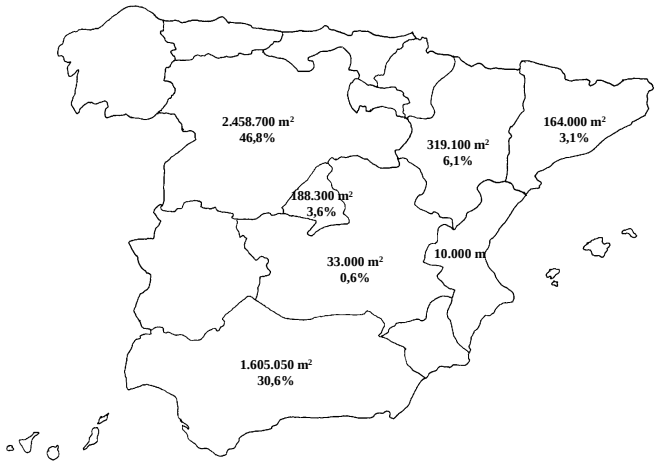
A pesar del intenso tráfico pesado que soporta esta carretera (12.000 vehículos/día con un 10% de pesados) y del reducido espesor de mezcla bituminosa dispuesto, el comportamiento estructuralmente es aceptable.

La segunda realización tiene lugar en Valladolid, en 16 km de la carretera comarcal C-519, entre las localidades de Villabrágima y Villagarcía de Campos, en el año 1994. Se trata de una carretera ensanchada en el año 1988 con 20 cm de zahorra natural y reforzada en su conjunto con 25 cm de zahorra artificial y 8 cm de mezcla bituminosa en caliente. El escaso firme empleado para el tráfico que soportaba la carretera (la Norma 6.1 y 6.2-IC del Ministerio de Fomento publicada el año después exige 18 cm de mezcla bituminosa), junto con el empleo de una zahorra caliza margosa con algo de plasticidad, conllevan a un prematuro agotamiento del firme que obligaba a continuas campañas de bacheo.

La Junta de Castilla y León, organismo gestor de esta carretera, se plantea entonces la rehabilitación total del conjunto, diseñando un reciclado con cemento del firme en una profundidad de 33 cm (según cálculos realizados con el programa francés ALIZE del LCPC), sobre el que se disponen 4 cm de mezcla bituminosa.

En el año 1995 se procede al reciclado de varios tramos de la carretera N-630, más conocida como la Ruta de la Plata, con una longitud total de casi 36 km, entre la localidad de Cañaveral en la provincia de Cáceres y el límite de dicha provincia con la de Salamanca. El reciclado se lleva a cabo ante los elevados deterioros superficiales, con zonas de calzada muy agrietadas y fisuradas, y zonas de ensanche prácticamente rotas debido al elevado tráfico pesado (de 4.000 a 7.000 vehículos con un 18 a 29% de pesados) que los refuerzos realizados en su día con mezcla bituminosa en frío no pueden resolver. Así, se reciclan 25 cm de espesor en los tramos con explanada E2 (índice CBR entre 10 y 20), y 30 cm de espesor sobre explanada E1 (de CBR entre 5 y 10), sobre los que se disponen 10 cm de mezcla bituminosa en caliente.

A finales de este mismo año 95, se reciclan también en una longitud de 59 km, los arcenes de zahorra natural de la carretera N-430, entre Acedera y Presa de García Sola, arcenes que se encontraban sin pavimentar con un desnivel respecto a la calzada. Tras un reciclado de 20-22 cm, se disponen encima 12 cm de mezclas bituminosas en caliente (7+5 cm).



^{2}) reciclada en España.

Si bien estas primeras actuaciones de gran importancia son realizadas por el Ministerio de Fomento, a partir de esta fecha, es la Dirección General de Carreteras de la Junta de Castilla y León quién toma el relevo, y tras la primera realización de 16 km del año 94, en el año 1997 lleva a cabo otras dos actuaciones: el reciclado de 1,5 km de la variante de Segovia, acceso Zamarramala y al vertedero de la ciudad, en una profundidad de 25 cm (40 cm en alguna zona de blandones) para lograr una explanada de calidad sobre la que apoyar un firme experimental de 23 cm hormigón poroso con una base de 25 cm de suelocemento; y el reciclado en Ávila de la carretera AV-902, entre las localidades de Burgohondo y Navaluenga con una longitud de 4,5 km y un trazado sinuoso propio de la zona montañosa en la que se ubica.

Posteriormente en el año 98, coincidiendo con la realización del IV Congreso Nacional de Firmes, dedicado monográficamente al tema que nos ocupa, se llevan a cabo otras dos actuaciones en Segovia: el reciclado de las carreteras SG-241 y SG-242 en unos 14,5 km, entre las poblaciones de Sepúlveda y Sacramenia; y el de la carretera SG-211, desde el cruce con la C-601 hasta Aguilafuente, de unos 18 km que en su mayor parte (salvo travesías) se había reciclado el año anterior. En ambos casos se reciclan 25 cm de profundidad, aportándose en el primero 10 cm de zahorra artificial, para obtener espesor suficiente de reciclado, sobre el macadam con tratamiento superficial existente, y un 10% de arena machacada caliza como corrector granulométrico en el segundo de ellos.

Además en este año 1998, se reciclan 14 km en Zamora, en la carretera ZA-511 entre Villalpando y Villanueva del Campo, en una profundidad de 20 cm, y 17,7 km en Ávila, en la carretera AV-114, entre las localidades de San Pedro del Arroyo y Muñico. En esta última obra, tipo de las muchas que actualmente se reciclan en España (reducido tráfico de 300 vehículos/día y firme deteriorado, con perdida de la capacidad estructural, formado por macadam y varios riegos asfálticos) se reciclaron 30 cm de profundidad con dos equipos Wirtgen diferentes (WR 2500 y 2100 DCR), alimentados por sendos distribuidores de lechada WM-1000 y WM-400, extendiéndose posteriormente encima una única capa de 5 cm de

mezcla bituminosa en frío fabricada con betún modificado. A finales de año se inicia otro Garcillán y Abades, en el
que se recicla la carretera existente en una profundidad de 20 cm y se aporta material para

A la vez, en marzo de ese mismo año se comienza la primera obra en la Comunidad Autónoma de Andalucía, reciclándose 59,6
superficial) de la carretera C-3331, desde Ubrique hasta Jimena de la Frontera. Esta obra de la ^{2}, y es el inicio de un

Diputación de Sevilla lleva a cabo un reciclado de 22 cm de profundidad entre Aznalcollar y ^{2}). Además, se realiza el reciclado de 18.000 m (Jerez) y 19.000 m^2
Olvera) en la provincia de Cádiz.

En Extremadura, la Diputación de Badajoz realiza también el reciclado de 11,5
carretera de Aceuchal a ^{2}, con una

existentes sobre macadam de la calzada antigua. Como pavimento se disponen 3 cm de mezcla bituminosa de alto módulo sobre el reciclado.

Algete (50.000 m^2
experiencia en la Variante de Alcira Norte (10.000 m^2
una superficie de casi un millón de metros cuadrados, lo que supone un importante incremento de la actividad.

rápidamente se convierten en foros de discusión sobre todos los aspectos relacionados con la técnica, tales como el diseño, el control de los materiales, los problemas de ejecución, etc. Entre ellos cabe mencionar los siguientes:

- 1992, Jornada sobre reciclado y estabilización in situ con cemento. Huelva. TRACSA-IECA.
  1995, Jornada sobre reciclado con cemento de firmes. Cáceres. IECA.
  1994, II Congreso Nacional de Firmes: Regeneración y rehabilitación. Valladolid. Junta
- León, Asociación Española de la Carretera.
- 1996, Curso sobre reciclado de firmes y pavimentos. Madrid. INTEVIA.
- 1997, VI Jornadas de Conservación de Carreteras. Murcia. Asociación Técnica de Carreteras.
  1998, I Congreso Andaluz de Carreteras. Granada. Junta de Andalucía.
  1998, IV Congreso Nacional de Firmes: Reciclado de Firmes. Segovia. Junta de Castilla y

En 1999 se llevan a cabo otro gran número de realizaciones por las citadas Comunidades Autónomas de Andalucía, Castilla y León y Extremadura, a las que se suman las de Aragón y

casi 1.220.000 m^2
principales de las diferentes obras.



Fig. 5. Reciclado N-431, Huelva – Cartaya. 1991



Fig. 6. N-630. Ruta de la Plata. Cáceres. 1995

Frente a otras regiones de España en las que el reciclado no genera de momento la confianza suficiente, en las comunidades citadas esta solución de rehabilitación se afianza claramente realizándose en el año 2000 otras 20 actuaciones, con una superficie reciclada total de aproximadamente 1.547.700 m^2. Incluso en lo que va de año, ya se han realizado en el 2001 unos 830.000 m^2 en ocho provincias diferentes.

Sin duda, el reciclado in situ con cemento es hoy en día, en una gran parte de España, la mejor alternativa de rehabilitación de un firme por sus claras ventajas técnicas frente al clásico refuerzo con capas de mezcla bituminosa, al lograr recuperar las capas agotadas del firme obteniendo una base homogénea y resistente, a las que se suman sin duda consideraciones económicas y ambientales muy positivas.

2.5 Características técnicas de los tramos reciclados

El tráfico que circula por las carreteras recicladas varía desde las categorías más pesadas, como es el caso de los tramos de la carretera N-630, L.P. Salamanca – Cañaveral Sur con un tráfico de categoría T1 – T2 (la Intensidad Media Diaria de vehículos, IMD llega a 7.000, con 1.000 vehículos pesados por carril), o la carretera N-431, Huelva – Cartaya, con una IMD de 12.000 vehículos y un 10% de pesados (según los datos de tráfico del año de realización, actualmente mucho más altos); hasta las categorías más ligeras, como muchos de los tramos realizados recientemente en la provincia de Palencia, con tráficos de categoría T42 (menos de 25 vehículos pesados de IMD por carril).

Las anchuras de reciclado son también muy variables, dependiendo lógicamente de la categoría de la carretera. Mientras que en las vías nacionales gestionadas por el Ministerio de Fomento se llega a reciclar secciones transversales de 10 m (7 m de calzada más arcenes de 1,5 m), en las vías más secundarias dependientes de las Diputaciones Provinciales o las Comunidades Autónomas, en muchos casos a penas se alcanzan los 5 m, lo que permite realizar el reciclado con solo dos bandas de trabajo.

Igualmente las secciones de firme recicladas son muy distintas, existiendo lógicamente en las carreteras principales paquetes de firme mucho más gruesos que en las secundarias. Así las secciones de firme son tan variables, tanto en espesor como en las características de los materiales, como se describen en los siguientes ejemplos:

Cuadro 8. Secciones de firmes existentes en calzadas recicladas en España

N-431. Huelva-Cartaya	N-630 L.P. Salamanca-Cañaveral Sur	AV-902 Navaluenga-Burgohondo	SG-241/SG-242. Sepúlveda-Sacramenia
10-15 cm MBC 18 cm ZA 15 cm ZN	2,5-9 cm MBF 11-20 cm MBC 20-25 cm ZA o Macadam	5 cm MBF 30 cm Macadam	TS 15 cm Macadam

MBC = Mezcla bituminosa en caliente MBF = Mezcla bituminosa en frío TS = Tratamientos superficiales
ZA = Zahorra artificial ZN = Zahorra natural

De manera general, y sobre todo en las carreteras de reducido tráfico, los materiales reciclados suelen ser mezclas bituminosas o tratamientos superficiales junto con las capas de macadam de base, apareciendo en algún caso zahorras artificiales.

Los firmes nuevos diseñados son inicialmente muy heterogéneos ante la ausencia de un catálogo y normativa, obteniéndose mediante métodos analíticos por comparativa con otras opciones de rehabilitación. Mientras que los espesores de reciclado suelen ser de 25 y 30 cm, reduciéndose a 18-20 cm para las calzadas con baja intensidad de tráfico pesado, los espesores de mezcla bituminosa son mucho más variables, disponiéndose en las primeras realizaciones espesores reducidos (una única capa de 5 y 6 cm en las dos primeras realizaciones, que se incrementa a solo dos capas con un espesor total de 10 cm en la N-630 a pesar de disponer de un tráfico superior a 1.000 vehículos pesados por carril en algunos tramos).



Fig. 7. Reciclado de arcenes en N-430. Badajoz



Fig. 8. Reciclado Ubrique – Jimena en Cadiz.

Actualmente se tiende a homogenizar las secciones de acuerdo con las incluidas en el Manual de Firmes Reciclados in situ con Cemento del Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA) expuestas en el apartado de proyecto.

Para la realización del reciclado, en algunas obras se aporta una zahorra natural o arena como corrector granulométrico cuando el macadam de base se encuentra sin recebar o tiene una granulometría muy discontinua, o bien para lograr espesor de firme suficiente para reciclar.

En cuanto a la maquinaria utilizada, si bien en la primera realización se empleó un equipo ARC-700 del grupo francés BEUGNET, y en alguna otra obra posterior se ha utilizado una recicladora Caterpillar RM-350 o una Wirtgen 2000 DC con un mezclador Raco-250 detrás,

actualmente se ha generalizado el empleo de las recicladoras Wirtgen 2100 DCR y sobre todo las WR 2500.
La distribución del conglomerante ha sufrido una evolución similar. Si bien, inicialmente se utilizaron diversos dosificadores con alveolar regulado en función del avance, (el equipo más utilizado para la dosificación en polvo es el Panien), el empleo de las recicladoras Wirtgen ha permitido el uso mayoritario de distribuidores de lechada de esta misma marca, introduciéndose en el año 97 los equipos WM 400 y posteriormente los WM 1000, con el fin de lograr mayores rendimientos.

El equipo de compactación empleado suele estar formado por un único rodillo mixto con una carga estática por centímetro de generatriz de aproximadmente 50 kp/cm, aunque en algunas obras se utilizan dos equipos, un rodillo tandem vibratorio (de unas 15-19 t) y un rodillo de neumáticos de unas 35 t (5 t por rueda).

Para mejorar la regularidad superficial, tras una primera pasada del rodillo se suele realizar un refino con motoniveladora, continuándose después hasta terminar con el proceso de compactación (3-4 pasadas dobles).

Salvo en una de las obras (C-519 en Valladolid y algún corto tramo de prueba en el N-630), no se realiza la prefisuración de la capa reciclada. Hasta la fecha, no se han observado problemas importantes por reflexión de las fisuras transversales en las obras de reducido tráfico pesado, pero es una técnica necesaria para tráficos importantes (por encima de 200 vehículos pesados/día/carril).

Los rendimientos medios obtenidos llegan hasta los 8.000 m^2 por día (unos 900 m^2/hora), alcanzando rendimientos máximos de 1.500 m^2/hora, aunque estos valores se ven ampliamente reducidos a valores medios de 5.000 – 6.000 m^2/día cuando la planificación de la obra se complica por la necesidad de mantener el tráfico circulante, hay problemas con el suministro de cemento, o la anchura de la calzada obliga a muchas bandas solapadas, y por tanto muchas maniobras de la maquinaria.

Mientras que en las carreteras secundarias o de inferior categoría muchas de las realizaciones se han llevado a cabo sin tráfico, desviando el mismo por otras rutas alternativas, en las carreteras principales el reciclado se ha realizado por bandas dando paso inmediato al tráfico o permitiendo su circulación pasadas algunas horas. Para ello tras el curado con un riego asfáltico (emulsión tipo ECI o ECR-1 según la norma española) se extiende un árido 3-6 mm de protección.

Por último el período transcurrido desde el reciclado del firme existente hasta el extendido de la capa superior de mezcla bituminosa es muy variable de unas obras a otras entre 1 o 2 semanas hasta 3 o 4 meses.

2.6 Comportamiento

El primer reciclado in situ con cemento, correspondiente a la carretera N-431, entre Huelva y Cartaya, tiene ya casi una década de antigüedad. A pesar de soportar un tráfico de 12.000 vehículos/día, con un 10% de vehículos pesados, y haberse dispuesto una única capa de 5 cm de mezcla bituminosa sobre los 30 cm de espesor reciclado, el comportamiento ha superado lo esperable. Aunque pasados algunos años se observaron tramos con fisuras transversales con

una separación media de 4,5 m y algunas bandas longitudinales ocasionales junto a los arcenes con síntomas de agotamiento, (probablemente por contaminación con los materiales arcillosos de la base de los arcenes durante el proceso de reciclado), en conjunto el comportamiento estructural ha sido correcto.

A los 7 meses de terminar la obra se midieron deflexiones, observándose reducciones a una quinta parte de las medidas antes de reciclar (25 frente a 115 x 1/100 mm), mientras que en los tramos reforzados sin reciclar solo se redujeron en un 50%. En cuanto a los módulos dinámicos de los testigos extraídos entonces, se obtuvo un valor medio de 6.275 MPa, con valores máximos de 10.900 MPa.

El segundo reciclado llevado a cabo, en la carretera C-519 en Valladolid, tiene una antigüedad de 7 años, y aunque al poco tiempo también en algunos tramos se reflejaron las juntas prefisuradas a unos 3-5 m con el equipo francés Oliva, los bordes no se han deteriorado, y el firme se comporta correctamente con una rodadura aceptable. En otros tramos, las fisuras continúan sin aparecer después del período transcurrido. El comportamiento puede clasificarse como bueno, a pesar de que solo se dispuso una capa de mezcla bituminosa para el tráfico existente (1.145 vehículos/día, de los que 150 son vehículos pesados).

Los tramos de la carretera N-630, conocida como Ruta de la Plata, reciclados hace 6 años con una sección estructural diseñada de 25-30 cm de material reciclado y 10 cm de MBC encima para un tráfico de más de 1.000 vehículos pesados por carril y día, fueron cubiertos por una única capa de mezcla bituminosa de 5 cm, extendiéndose la segunda capa 3 años después. El comportamiento es bueno desde el punto de vista estructural, aunque han aparecido las fisuras reflejadas. Por ello, se considera apropiado el sistema de prefisuración para evitar el problema de reflexión de las fisuras en aquellas vías recicladas con un tráfico pesado considerable.

En cuanto a la mejora de la capacidad de soporte, se confirma también con la medición de las deflexiones realizadas en esta obra al obtenerse valores de deflexión característica antes del reciclado comprendidos entre 110 y 260 (1/100 mm), con una media de 160, que se ven reducidas a valores comprendidos entre 35 y 75 (1/100 mm) después de reciclar.



Fig. 9. Compactación del material reciclado. SG-310. Segovia



Fig. 10. Tramo curado, abierto al tráfico. AV-902. Avila

El resto de las obras han tenido un comportamiento en general muy bueno. Como defectos, cabe destacar la aparición en algún tramo de algún blandón al haberse reciclado junto con el firme materiales muy plásticos dispuestos debajo o en las márgenes, o problemas de

regularidad al pretender recuperar los peraltes inexistentes en la carretera antigua, que posteriormente se solucionan con la capa de mezcla bituminosa dispuesta encima, o previamente con la aportación de zahorra sobre la carretera antes del reciclado para obtener la rasante deseada.

Como efectos positivos, junto a las ventajas económicas y medioambientales ya citadas de esta técnica, cabe destacar el correcto comportamiento funcional de la mayoría de las obras, destacando especialmente las vías de baja y media intensidad de tráfico.

Con una superficie total superior a los cinco millones de metros cuadrados realizados ya en España, en un total de 84 obras diferentes que suman más de 700 km de longitud de carretera reciclados, se puede afirmar que el reciclado con cemento in situ de firmes es una técnica contrastada, con amplia experiencia y perfecto conocimiento del proceso constructivo en muchas regiones de España, cuyo comportamiento hasta la fecha ha sido muy bueno y cuyo futuro y ampliación a otras zonas y países está asegurado por las múltiples ventajas citadas.

3. SUELOCEMENTO CONSTRUIDO IN SITU CON LOS EQUIPOS DE RECICLADO

Existe actualmente en España una disyuntiva sobre la conveniencia o no de realizar la capa base de suelocemento in situ con la maquinaria utilizada para el reciclado de firmes, en lugar de fabricarlo en una central y transportarlo al tajo.

El número de obras en las que se ha construido in situ empieza a ser representativo, en el cuadro adjunto se incluyen 37 realizaciones, que suman una superficie aproximada de suelocemento de dos millones y medio de metros cuadrados, y las experiencias son muy diversas.

Frente a los técnicos que no ocultan sus dudas o la experiencia no ha sido tan satisfactoria como se esperaba, principalmente por problemas de dispersión de los resultados de resistencia obtenidos y falta de regularidad superficial (inferior a la obtenida con una extendedora), la técnica in situ va poco a poco abriéndose camino por sus claras ventajas, que pueden resumirse en:

- Una mayor economía al no necesitar montar instalaciones anexas, como la central de fabricación, y lograrse mayores rendimientos.

- Una dosificación más precisa al emplear los dosificadores ponderales en forma de lechada frente a muchas plantas antiguas de dosificación volumétrica.

- Menores problemas de ejecución, al ser más fácil trabajar dentro del plazo de manejabilidad del material, por realizarse la mezcla con el cemento y el agua in situ y no transportarse el material mezclado (con los posibles retrasos, acumulación de vehículos cargados o falta de alimentación de la extendedora, etc), menores segregaciones de gruesos, ...

- Posibilidad de trabajar en períodos húmedos en los que el suelo acopiado mantiene una humedad próxima o superior a la de la formula de trabajo, al conseguirse la aireación y secado del mismo durante el extendido previo a al ejecución.

En cualquier caso, es importante no descuidar la homogeneidad del suelo utilizado para la fabricación in situ del suelocemento y en el caso de ensanche de carreteras en las que se realice el suelocemento conjuntamente con el reciclado del firme existente, el material empleado para rellenar los cajeos de ensanche con el que se fabrique el suelocemento debe ser de calidad y características similares al dispuesto en la carretera para reciclar, con el fin de que las dotaciones de cemento y humedades óptimas de trabajo sean las mismas.

Quizás este 1er Simposio Internacional sobre Estabilización de Explanadas y Reciclado In Situ de Firmes con Cemento sea el marco apropiado para discutir las posibilidades y futuro de la construcción del suelocemento in situ con los modernos equipos utilizados en el reciclado de firmes.

4. CUADROS DE CARACTERÍSTICAS DE LAS OBRAS REALIZADAS EN ESPAÑA

CUADRO 9. TRAMOS CON EXPLANADA ESTABILIZADA CON CEMENTO

Año	Autovía o Carretera	Tramo	Dirección Obra	Constructora	Long. (km)	Superf. (m^2)	Espesor (cm)	Observaciones
1974	Autopista de Navarra		--	Dragados	20	400.000	--	Con Rex. Pulvimixer
1985/1986	N-I	Cerezo-Boceguillas	M.Fomento	Dragados	15	320.000	--	" " "
7/1996	A. León – Burgos	El Burgo Ranero – Sahagún (León)	GICAL	Dragados + Collosa	21,2	600.000	25 (E3)	
7/1996	A. León – Burgos	Santas Martas - El Burgo Ranero (León)	GICAL	Elsan + Comysa + Pas (Ecoasfalt)	14,5	362.400	20-25	4% tipo V + Caterpilar RM-350
4/1997	A. del Noroeste	La Bañeza – Astorga (León)	M. Fomento	Sacyr + Elsan + Azvi + Fernández (Ecoasfalt)	31,4	960.000	18-20	3% IV/B 32,5 + Caterplar RM-350
5/1997	C-3319 (Murcia)	Autovía Balsicas – San Javier (Murcia)	Consejería O.P. Murcia	Dragados (Ecoasfalt)	--	120.000	25	3,5% IV/B 32,5
1997	Ensanche C-605	Segovia - Santa María La Real De Nieva (Segovia)	Junta Castilla y León	Collosa	21	50.000	25	
1997	Ensanche C-613	Paredes de Nava-Villada (Palencia)	Junta Castilla y León	Dragados+Arcebansa	21,6	62.000	30	2,5 % cemento
1997	Ensanche arcenes C-101	Almanzan – Gomara (Soria)	Junta Castilla y León	Comsa + Sgasa	28	235.000	30	3% IV/B 32,5
5/1998	A. Rías Bajas	Benavente – Camarzana De Tera (Zamora)	M. Fomento	Elsan + Sacyr + Azvi (Ecoasfalt)	30	1.380.000	18 (E3)	3,5 IV/B 32,5 (fondos desmontes con 2 estabiliz.)
1998	Ensanche SG-722/3	Cruce N-110 a Cruce N-603 (Segovia)	Junta Castilla y León	Obras y revest. asfálticos (Asfaltecnica)	8(6)	30.000	25	
1998	A. Castilla N-620	Alaejos – Cañizal (Salamanca)	M. Fomento	Corsan	20,2	760.000	22	3%
1998	A. Castilla N-620	Cañizal – Salamanca (Salamanca)	M. Fomento	Necso + ACS	33,5	1.120.000	20	5%
1998		Alcobendas – Barajas (Madrid)	Com. Aut. de Madrid	Cyopsa – Panasfalto UTE (Asfaltecnica)		70.000	15	3,5%
1998	M-600	Vte. de Vva. de la Cañada (Madrid)	Com. Aut. de Madrid	Teconsa (Asfaltecnica)		29.000	15	3,5%
1998	M-505	Monterozas-Puente Retamar (Madrid)	Com. Aut. de Madrid	Cimsa (Asfaltecnica)		25.000	15	3,05
10/1999	A. León – Burgos	Sahagún – Carrión I (León – Palencia)	GICAL	Ferrovial + Zarzuela (Soltec)	13,4	500.000	40 (E3) 25 (50%)	3% IV/B 32,5
10/1999		Meco – Azuqueca de Henares (Madrid)	Comun, Madrid	Trabit (Soltec)	5	30.000	15 a 25	
11/1999	Mejora Nudo GI-400	Acceso a la Molina. Tramo. Alp.	GISA	Sorigue (Soltec)	0,400	10.0000	22	
1999	A. del Noroeste	Manzanal del Puerto – San Román de Bembibre (León)	M. Fomento	FCC + Dragados (Soltec)	23	550.000	18	
1999	A. Rías Bajas	Desvíos del Túnel Padornelo (Orense)	M. Fomento	Necso + ACS	1,9	20.000	20	
1999	Ensanche SG-313/314	Garcillan – Abades (Segovia)	Junta Castilla y León	Ferrovial (Soltec)	14,3	75.000	20	
1999	Ensanche C-611	Cistierna – Puente Almuhey (León)	Junta Castilla y León	Ferrovial + Silvestre y Herrero	9	120.000	30 (E3)	

1999		Becerril de C. – Fuentes de Nava (Palencia)	Dip. Palencia	Cnes Zarzuela (Asfaltecnica)		115.000	30	4%
Año	**Autovía o Carretera**	**Tramo**	**Dirección Obra**	**Constructora**	**Long. (km)**	**Superf. (m^2)**	**Espesor (cm)**	**Observaciones**
1999		Serón-Monteagudo	Junta Castilla y León	Cicasa (Asfaltecnica)		115.000	25	
1/2000	Cordoba	Estadión de Espiel (Cordoba)	Dip. Prov. Cordoba	Hormacesa (Ecoasfalt)	--	15.700	10	3,5% IV/B 32,5
2/2000	Viales Terra Mitica	Parque de Ocio Terra Mítica (Alicante)	Terra Mitica	UTE Matserra (Soltec)	20	166.000	25	
5/2000	--	Rojales – Elche (Alicante)	Comun. Murcia	Hormigones Martínez (Soltec)	3	30.000	25	
6/2000	N-110	Zarzuela del Monte	M. Fomento	Copcisa (Soltec)	--	20.000	15	
7/2000	EX-200	Llerena – L.P. Sevilla	Junta Andalucía	Probisa	--	162.000	20	3%
2000	M-45	Tramo III : entre N-IV y N-V (Madrid)	Comunidad de Madrid	Sacyr	10	240.000	--	4,5% IV/B 32,5
2000	C-612 ensanche	Zamora – S. Martín de Valderaduey (Zamora)	Junta de C y L	Collosa	30	106.000	25	3% IV/B 32,5
2000	Autovia A-49	Sevilla - Huelva	Min. Fomento	Azvi-Rus-Ploder-Altec UTE (Asfaltecnica)		112.000	18	2,5%
2000		Variante de Navalcarnero (Madrid)	Com. Auto. de Madrid	Azvi (Asfaltecnica)		50.000	15	4,0%
2/2001	A. León – Burgos	Carrión – Osorno II (PA)	GICAL	Necso + Asfibusa + Arranz C. (Soltec)	12,1	300.000	35	3,5% cemento S-EST 3
6/2001	Camino Forestal	Peguerinos – L. P. Madrid	--	SYH (Ecoasfalt)	--	12.600	20	4% IV/B 32,5
6/2001	Carretera de Cedillo	Carretera de Cedillo	--	Cyopsa-Sisocia (Ecoasflat)	--	120.000	15	3,5 % IV/B 32,5
6/2001	TE-V-1331	Venta de la Pintada –Andorra (Teruel)	D.G. Aragón.	Probisa	--	140.000	30	2,5%
6/2001	A. León Burgos	Carrión – Osorno I (Palencia)	GICAL	Begar + Zarzuela + Sisocia	10	250.000	30	capa superior cemento + cal
2001	Ruta de la Plata	Merida-Almendralejo	Ministerio de Fomento	ACS (Asfaltecnica)		380.000	25	4%
2001		Banquetas del Canal del Flumen. Grañien-Albero Bajo	C.H. Ebro	Cyopsa (Asfaltecnica)		180.000	20	2,5%
2001		Guisona-Solsona	Generalidad de Cataluña	Aldesa (Asfaltecnica)		150.000	15	3%
2001		Cáceres-Torrejón	Junta de Extremadura	Gevora (Asfaltecnica)		140.000	15	3%
2001		Ctra. de Santaella	Dip. Córdoba	Plantaciones y Caminos (Asfaltecnica)		28.500	27	3,5%
2001		Conexión de la N-IV con A-4 y N-432	Min. de Fomento	Rus (Asfaltecnica)		23.000	20	3,8%
2001	CP-177	Montilla-Montalbán	Dip. Córdoba	Jicar (Asfaltecnica)		21.700	20	3,0%
2001		Ctra. Quintana-Castuera	Dip. Badajoz	Carija (Asfaltecnica)		15.000	25	3,0%
a iniciar	A. León Burgos	Osorno – Melgar de Fermental (Burgos)	GICAL	Necso + Begar	17,5	430.000	30	
a iniciar	A. León Burgos	Melgar – Villanueva de Argaño (Burgos)	GICAL	Dragados + Saiz	17,5	430.000	30	

a iniciar		Villanueva de Argaño – Burgos (cruce N-120)		Dragados + FCC	20		30	Cemento + Cal

CUADRO 10. TRAMOS CON EXPLANADA ESTABILIZADA CON CAL

Año	Autovía o Carretera	Tramo	Dirección Obra	Constructora	Long. (km)	Superf. (m^2)	Espesor (cm)	Observaciones
1992	Variante	Variante de Aranda de Duero (Burgos)	M. Fomento			40.000		Cal
1997		Urb. La Ballena 4ª fase (Cadiz)	E.P.S.A.	Const. Sando (Asfaltecnica)		30.000	20	3% Cal
1997	Variante CL-601	Variante de Cuellar (Segovia)	Junta Castilla y León	FCC	9,5	135.000 m^2 explanada		Ademas se estabilizaron 300.000 m^3 en terraplen
9/1998		Jerez – Los Barrios	GIASA	ACS (Soltec)		18.000	30	3% Cal
4/1999		Camino de la Mezquitilla (Teruel)	Dip. Teruel	Epsa (Soltec)		35.000	50	Cal viva
9/1999	C-327	Porcuna – Valenzuela	Junta Andalucia	Ferrovial – Agroman (Soltec)	--	10.000	30	Cal apagada
11/1999		Urbanización Soto de Llanera	Tecsa	Tecsa (Soltec)		16.000	20	Cal apagada
12/1999		Parque de Ocio de Madrid	Sociedad Parque de Ocio	Epsa (Soltec)		300.000	20	Cal apagada
1999	Desdoblamiento	Cubillos – Toreno (León)	Junta Castilla y León	FCC	14	300.000	20 (E2)	Cal
1999		Almadén de la Plata	Junta de Andalucía	Pigsur-Sebasa UTE (Asfaltecnica)		28.000	15	2% Cal
1/2000		Cárcel de Villena	Instituciones Penitenciarias	Epsa (Soltec)		60.000	30	Cal apagada
4/2000	Autovía Ruta de la Plata	Almendralejo Sur – Zafra	Ministerio Fomento	OHL – Sacyr (Ecoasfalt –Probisa – Asfaltecnica)	--	1.135.000	20	3% Cal apagada
4/2000		Aeropuerto de Barcelona		Concape (Soltec)		6.000	40	Cal apagada
6/2000	Madrid	Viales brigada Paracaidista	M. Defensa	OHL (Ecoasfalt)		98.000	15	3,5 % Cal
7/2000	Ctra. CM-4002	Tramo N-V Cebolla	Comun. de Castilla la Mancha	Juan Nicolás Gómez (Soltec)	10	97.000	15	3% Cal apagada
2000		Ronda Sur de Salamanca	M. Fomento	Pav. Asf. Salamanca (Asfaltecnica)		60.000	15	4% Cal
2000	CP-35	Monturque-Moriles	Dip. Córdoba	Cnes Gómez Valderrama (Asfaltecnica)		23.000	30	2% Cal
2000	Autovía A-92	Sevilla-Granada	Junta de Andalucía	Azvi-Gea 21 UTE (Asfaltecnica)		10.000	30	Cal
2000	Madrid	Bripac	M. Defensa	Ecoasfalt (Asfaltecnica)		50.000	20	3% Cal
2000	M-45	Cruce de O'Donell – N-V	Comun. Madrid	ACS + Ferrovial + Agroman (Soltec)		3.100.000	26	2,4% cal en terraplenes con 1,2% cal en núcleo interior

Año	Autovía o Carretera	Tramo	Dirección Obra	Constructora	Long. (km)	Superf. (m^2)	Espesor (cm)	Observaciones
2/2001	Autovía León – Burgos	Sahagún – Carrión II	GICAL	Dragados + Collosa (Soltec)	-	235.000	20-30	3% cemento + 1 a 3% cal viva
2/2001	A. León – Burgos	Carrión – Osorno II(PA)	GICAL	Necso + Asfibusa + Arranz C.(Soltec)	12,1	162.500	30	2,5% Cal viva S-EST 2
6/2001	A. León – Burgos	Carrión – Osorno I	GICAL	Begar + Zarzuela + Sisocia	10	2 capad de 250.000	30	+ tercera capa de cemento +cal
2001	Ruta del Toro	Jerez – Los Barrios	Giasa	Sacyr+Gea 21+Azvi (Asfaltecnica)		5.666.700	30	2% Cal
2001	Ruta de la Plata	Merida – Almendralejo	Min. Fomento	ACS (Asfaltecnica)		866.700	30	3% Cal
2001	CP-118	La Victoria – Guijarrosa	Dip. Córdoba	Asfalsur (Asfaltecnica)		95.000	35	3% Cal
2001	CP-255	CP-255	Dip. Córdoba	Jicar (Asfaltecnica)		6.500	20	3% Cal

CUADRO 11. TRAMOS RECICLADOS IN SITU CON CEMENTO REALIZADOS EN ESPAÑA

Año	Prov.	Tramo	Dirección de obra	Constructora	Longitud (Km)	Superficie (m^2)	Espesor (cm)	% cemento	Observaciones
12/1991	Huelva	N-431 Huelva – Cartaya	M. Fomento	Tracsa-Beugnet	13,2	94.900	30	4,5% V-35	$R_{7días}$ = 3,6 MPa
5/1994	Valladolid	C-519 Villabrágima – Villagarcía de Campos	Junta C y L	Dragados	16	106.000	33	4,1% II-C/35	$R_{7días}$ = 2,6 MPa
6/1995	Cáceres	N-630 L.P. Salamanca – Cañaveral Sur	M. Fomento	Necso	35,9	283.100	25-30	5%	$R_{7días}$ = 2,2 MPa
12/1995	Badajoz	N-430. Acedera – Presa de García Sola	M. Fomento	Lain (Ecoasfalt)	59	103.800	20-22	2,5% II-F 35 A	Reciclado solo arcenes de ZN. $R_{7días}$=3,4 MPa
4/1997	Segovia	SG-310 Acceso a Zamarramala	Junta C y L	Collosa (Asfaltecnica)	1,5	14.000	25/40	2% II-C/35	Considerado Explanada. $R_{7días}$ = 1,4 MPa
8/1997	Ávila	AV-902 Navaluenga – Burgohondo	Junta C y L	Coprosa (Asfaltecnica)	4,5	22.500	30	4% IV/B 32,5	Se realizó el ensanche SC in situ. $R_{7días}$ = 3,8/2,1 MPa SC
10/1997 6/1998	Segovia	SG-211 de CL-601, a Aguilafuente	Junta C y L	Canteras Ortiz (Asfaltécnica)	18	65.000	25	3% IV/B 32,5	Aportado 10 % finos calizos. $R_{7días}$=2,9 MPa
3/1998	Cádiz	C-3331 Ubrique – Jimena por Puerto Galiz	Junta Andalucia	Rus (Soltec)	59,6	314.000	20	2,5% II/A 32,5	$R_{7días}$ = 3,1 MPa
6/1998	Segovia	SG-241 y SG-242 Sepúlveda – Sacramenia	Junta C y L	Probisa	14,5	86.800	25	2,1% II/B-M 32,5	Aportado 10 cm Zahorra. $R_{7días}$ = 2,4 MPa
6/1998	Zamora	ZA-511 Villalpando – Villanueva del Campo	Junta C y L	Ecoasfalt	14	68.000	20	IV/B 32,5	
9/1998	Madrid	Carretera Algete	Comun. Madrid	Ferrovial (Soltec)		50.000	15	4,5%	
9/1998	Valencia	Variante Alcira Norte	Gener. Valencia	Sarrión UTE (Soltec)		10.000	20	4,5%	
9/1998	Badajoz	Aceuchal – Villafranca de los Barros	Dip. Badajoz	Joca + J. Nicolas (Soltec)	11,5	75.300	18	3% IV/B 32,5	
10/1998	Cádiz	Olvera	Junta de Andalucia	Azvi (Soltec)		4.000	40	3%	saneo blandones (resto 20 cm emulsion
11/1998	Ávila	AV-114 San Pedro del Arroyo – Muñico	Junta C y L	Probisa	17,7	87.700	30	3,1% II/B-V 32,5	$R_{7días}$ = 2,0 MPa
11/1998	Segovia	SG-313 Garcillán – Abades	Junta C y L	Ferrovial (Soltec)	9	122.500	20	3%	
12/1998	Sevilla	Aznalcollar – El Alamo	Dip. Sevilla	Probisa		114.000	22		
1998	Salamanca	Gomecello – Aldearrubia	Dip. Salamanca	Pav. Asfalticos de Salamanca (Asfaltecnica)	5	37.000	25	4,5%	
1/1999	Badajoz	Alconera – La Lapa	Junta Extremadura	Joca (soltec)		40.000	19	3%	
1/1999	Córdoba	Doña Rama-Belmez	Dip. Cordoba	Hormacesa (Soltec)		40.900	18	3%	
2/1999	Córdoba	CP-225 Dos torres – Pedroche	Dip. Córdoba	Probisa		46.300	18		
2/1999	Córdoba	C.P. 91 Aldea de Cuenca	Dip. Córdoba	Hormacesa (Soltec)		13.000	15	3%	
3/1999	Córdoba	CP-322. Los Redondos (Guadalcazar)	Dip. Córdoba	Probisa		28.400	20		
3/1999	Madrid	Algete – Guadalajara	Comun. Madrid	Probisa		74.300	21		23.000 m^2 en el año 2000

Año	Prov.	Tramo	Dirección de obra	Constructora	Longitud (Km)	Superficie (m^2)	Espesor (cm)	% cemento	Observaciones
3/1999	Jaén	Villardompardo – El Berrueco	Dip. Jaén	Hormacesa (Soltec)		44.200	20	3%	
5/1999	Cordoba	C.P. 26 Los Villares	Dip. Cordoba	Gral de Estudios (Soltec)		38.950	15	3%	
6/1999	Sevilla	Puebla de los Infantes	Dip. Sevilla	Probisa		19.400	18		
6/99	Teruel	A-222 Hoz de la Vieja	D.G. Aragón	Probisa (Soltec)		71.600	20	3%	
7/1999	Sevilla	Pino Montano	Dip. Sevilla	Probisa		30.000	18		
7/1999	Cádiz	CA-531. Grazalema – Zahara de la Sierra	Dip. Cádiz	Probisa		46.000	18		
8/1999	Jaén	Acondic. Ctra. C-3221 Valdepeñas de Jaén	Junta Andalucia	Sando (Soltec)		66.000	25	3%	
9/1999	Teruel	N-211. Castel de Cabra – Palomar de Arroyo, N-420 Palomar de Arroyo – Escucha.	Dip. Teruel	Probisa		72.700	18 y 30		
10/1999	Zamora	Pozoantiguo – Fresno de la Rivera	Junta C y L	Probisa	10	82.000	40		
11/1999	Zaragoza	Bujaraloz – Valfarta	Dip. Zaragoza	Probisa		41.000	18		10 cm zahorra aportados
1999	Burgos	C-6318 Bercedo – Espinosa de los Monteros	Junta C y L	Campezo (Asfactecnica)	10	45.000	25	2,5%	
1999	León	LE-126 La Baña – Límite Provincia Orense	Junta C y L	Conservación viales (Asfaltecnica)	10	45.000	30	3%	
1999	León	LE-126 Encinedo – La Baña	Junta C y L	Necso (Probisa)	6	46.000	30	4,5% IV/B 32,5	$R_{7días}$ = 2,0 MPa
1999	Palencia	P-944 de Frechilla (cr. con P-951) a cruce con P-942 P-953 de Fuentes de Nava a Becerril de Campos	Junta C y L	Zarzuela	17	85.000	30	3% IV/B 32,5	
1999	Segovia	SG-331 Tabanera de la Luenga – Estación de Yanguas	Junta C y L	Conalber (Asfaltecnica)	3	21.250	20		
1999	Jaen	Lupión – Guadalimar	Diputación de Jaen	C. Hispánica (Asfaltecnica)	13	27.000	20	2,5%	
1999	Zamora	Alcañices – Gallegos del Rio	Dip. Zamora	Arebansa (Asfaltecnica)		25.000	28	3%	
1999	Badajoz	BA-500 Alburquerque – Herreruela	Dip. Badajoz	Sacyr – Joca (Asfaltecnica)		75.000	25	4%	
1999	Teruel	A-1401 Albalate – Lecera	Dip. Teruel	Corviam		93.800	20	3%	
1/2000	Córdoba	CP-146 Cordoba-Bujalance	Dip. Cordoba	Ecoasfalt		50.000	20	3,5% IV/B 32,5	
2/2000	Ciudad Real	Acceso a la Aldea del Enjambre	Dip.Ciudad Real	Trabit (Soltec)		33.000	15	3 y 5%	
3/2000	Segovia	Puebla de Pedraza – Cantalejo – Rebollo	Diput. Segovia	Probisa		22.000	30		
4/2000	Jaén	JV-3231 Arbuniel-Montejicar	Dip. Jaén	Hormacesa (Soltec)		34.000	20	3%	
5/2000	Lerida	L-702 Lleida –Artesa – Puigverd de Lleida	GISA	Sorigue (Soltec)	15,2	60.000	20		Ensanche SC in situ
6/2000	Segovia	SG-351, Santiuste de San Juan Bautista – cruce N-VI	Junta C y L	Canteras Ortiz	16	98.000	25	3,5-4% II/B-M 32,5	$R_{7días}$ = 2,2-3,5 MPa
6/2000	Granada	Güevejar	Dip. Granada	Probisa		12.000	25		
6/2000	Lérida	Ctra. Lérida-Castelldans	Dip. Lérida	Sorigue (Soltec)		76.000	20	3%	
7/2000	Madrid	Fuente El Saz	Comun. Madrid	Trabit (Soltec)		36.000	25	3%	
8/2000	Segovia	SG-321 y SG-322 cruce N-VI – cruce N-110	Junta C y L	Ecoasfalt	30,5	120.000	25	5,5% IV/B 32,5	Corrector arena caliza en zonas. $R_{7días}$ = 2,4 MPa

Año	Prov.	Tramo	Dirección de obra	Constructora	Longitud (Km)	Superficie (m^2)	Espesor (cm)	% cemento	Observaciones
8/2000	Jaén	A-301. Ubeda – Variante de Jodar	Giasa	Ferrovial Agroman (Soltec)	21.2	180.000	25	3%	+ 12 cm MBC. $R_{7días}$ = 2,5 MPa
9/2000	Burgos	BU-401 Castrojeriz – Villaquirán de los Infantes	Junta C y L	Tebycon	15	83.600	25	2,5-3% IV/B 32,5	$R_{7días}$ = 2,5 MPa
10/2000	Zamora	Límite Portugal – cruce N-122	Diput. Zamora	Probisa	4,8	29.000	30	IV-B/32,5	
11/2000	Córdoba	CP-149. Castro – Cañete	Dip. Cordoba	Ecoasfalt		57.100	20	3,5% IV/B 32,5	
2000	León	LE-126 Truchas – Encinedo	Junta C y L	ACS	18	155.000	25-30	4,5 IV/B 32,5	$R_{7días}$ = 2,0 MPa
2000	Palencia	P-940 de Fuentes de Nava a Mazariegos P-934 de Boadilla de Rioseco a Guaza de Campos P-972 de Villada a Pozo de Urama P-984 de San Cebrian de Campos a cruce con N-611	Junta C y L	Probisa (Soltec)	32	160.000	20	3% IV/B 32,5	
2000	Palencia	P-963 de Cervatos de la Cueza a Villafolfo. P-430 de Valdespina a cruce con C-617 P-411 de Valdeolmillos a Torquemada.	Junta C y L	A.N. Campezo (Soltec)	28	140.000	20	3% IV/B 32,5 5% IV/B 32,5	
2000	Jaén	A-316. Pk 90+500 al 103+000	Giasa	Asfactecnica	12,5	62.000	25	3%	+ 12 cm MBC. $R_{7días}$ > 2,5 MPa
2000	Madrid	Polígono Industrial de Coslada	Com.Aut. Madrid	Necso (Asfaltecnica)		28.000	30	3,5%	
2000	Jaen	Variante de Alcaudete	Junta de Andalucia	Gea 21 – Mipelsa		112.000	25	3,0%	
1/2001	Córdoba	CP-117. Los Majuelos	Dip. Cordoba	Ecoasfalt		21.600	25	4% IV/B 32,5	
3/2001	Jaén	Mogón		Probisa		15.000	20		
3/2001	Barcelona	Cami de Palau d'Anglesora – El Poal	GISA	Sorigue (Soltec)	3,1	13.000	20		Ensanche SC in situ
6/2001	Barcelona	B-231 Els Hostalets de Pierola – Piera	GISA	Sorigue (Soltec)	3,5	15.000	35		Ensanche SC in situ
2001	Malaga	Camino perimetral del aeropuerto de Malaga	Aena	Modecar (Asfaltecnica)		14.300	12	3%	
2001	Zamora	Acceso a Cazurra	Dip. de Zamora	Arcebansa (Asfaltecnica)		7.100	30	3%	
2001	Zamora	ZA-231 Villardiegua	Dip. de Zamora	Hergon (Asfaltecnica)		20.350	25	3,5%	
2001	Cordoba	Camino Viejo de Castro	Dip. de Cordoba	Jicar (Asfaltecnica)		120.000	25	3%	
4/2001	Zaragoza	Refuerzo firme CP4-Zaida a Sastago	Dip. Zaragoza	Const. López Navarro (Soltec)		40.000	20	3%	
2001	Palencia	P-921 de Torremormojón a Ampudia P-910 de Ampudia a Valoria del Alcor.	Junta C y L	A.N. Campezo (Probisa)	8	36.600	22	4% IV/B 32,5	En ejecución
2001	Palencia	P-951 de Guaza de Campos a cruce P-952 P-941 de cruce con P-942 a Castromocho P-931 de Villada a Límite provincia de León	Junta C y L	Probisa	28	140.000	22	4% IV/B 32,5	En ejecución
2001	Salamanca	C-517 Vitigudino – La Fregeneda	Junta C y L	Hergonsa (Soltec)	19,2 (de 42)	159.000	30	4,5% IV/B 32,5	En ejecución
2001	Valladolid	C-611 Medina de Rioseco – L.P. Palencia	Junta C y L	Corvian-Corsan	28	225.500	25-30	4% IV/B 32,5	En ejecución

CUADRO 12. TRAMOS DE SUELOCEMENTO REALIZADO IN SITU CON LOS EQUIPOS DE RECICLADO

Año	Provincia	Autovía o carretera Tramo	Constructora	Espesor (cm)	Superf. (m^2)	Observaciones
1996	León	Autovía León – Burgos: El Burgo Ranero – Sahagún	Dragados + Collosa	25+25	25.000	SC sumergido junto marco bajo F.C.
8/1997	Avila	AV-402 Navaluenga – Burgohondo (margenes)	Coprosa (Asfaltecnica)	30	11.500	5% IV-B 32,5 2,1 MPa
1997	Murcia	Desdoblamiento Balsicas – San Javier	Dragados – Ferrovial UTE	20	237.000	3,5% cemento
9/1998	Avila	Hoyos del Espino – Navalperal de Tormes (Ávila)	Probisa	30	104.700	5% cemento
11/1998	Segovia	SG-313 Garcillan – Abades	Ferrovial (Soltec)	20	122.500	3% cemento
1998	Palencia	Paredes de Nava – Villada	Dragados	30	2.000	Una parte del tramo
1998	Valladolid	Viana de Cega – Boecillo	Arebansa (Asfaltecnica)	30	12.000	
1998	Madrid	M-600 Vte. De Vva. de la Cañada	Teconsa (Asfaltecnica)	20	23.000	4,5% cemento
1998	Zamora	C-605 Zamora	Cicsa (Asfaltecnica)	35	21.000	4,0% cemento
1998	Valladolid	Medina del Campo – Alaejos	Hnos. Sastre S.A. (Asfaltecnica)	25	39.000	
1998	Segovia	SG-723 y 722 de N-110 a N-603	Obras y Revest. Asfalticos S.L (Asfaltecnica)	20	60.000	3%
1998	Segovia	Cantalejo – Turegano	Necso - Begar UTE (Asfaltecnica)	35	60.000	4,5%
1998	Badajoz	BA-500 Alburquerque – Herreruela	Joca – Sacyr UTE (Asfaltecnica)	18-25	90.000	3,5-4%
1998	Ávila	C-510 L.P. Salamanca – Piedrahita	Azvi – Conalber UTE (Asfaltecnica)	35	117.000	5%
2/1999	Castellón	Variante de Borriol	Borriol UTE (Soltec)	37	55.000	3,5 – 5%
4/1999	Teruel	Camino de la Mezquitilla	EPSA (Soltec)	20	22.000	3%
6/1999	Alicante	Ensanche AP-1731 Orxeta	Intersa (Soltec)	20	44.700	3%
10/1999	Teruel	A-222 Hoz de la Vieja	Probisa (Soltec)	20	32.000	3%
10/1999	Girona	Estación de esquí de la Molina	Ferrocarrils Gtat. Catalunya (Soltec)	20	33.000	3,5%
1999	Teruel	TE-VE-1335 Andorra – N-232	Grimasa (Asfaltecnica)	22	55.000	3%
1999	Teruel	A-1401 Muniesa – Oliete	Sumelzo S.A. – Riovalle S.L. UTE (Asfaltécnica)	22	110.000	3%
1999	Teruel	Albalate – Lecera (márgenes)	Corviam (Asfaltecnica)	20	56.200	3%
1/2000	Alicante	Parque de Ocio Terra Mitica. Benidor (acceso) Parque de Ocio Terra Mitica. Benidor (viales interiores)	Dragados (Soltec) Hormigones Martínez (Soltec)	22 22	50.000 100.000	3%
2/2000	Huelva	Camino de Almonaster la Real	Movimientos y Nivelac (Soltec)	18	20.000	3,5 %
4/2000	Zaragoza	Enlace Zaragoza	Const. López Navarro (Soltec)	20	15.000	4%
5/2000	Lerida	L-702 Lleida – Artesa – Puigverd (margenes)	Sorigue (Soltec)	20	55.000	
6/2000	Lérida	Ctra. Lérida – Castelldans (márgenes)	Sorigue (Soltec)	20-30	46.000	3%
2000	Malaga	Plaza Mayor, Parque de Ocio.	Construcciones Vera S.A. (Asfaltecnica)	20	45.000	3%
2000	Zaragoza	Ctra. de Mequinenza a Fayón	Arascon, S.A. (Asfaltecnica)	20	56.000	3%

Año	Provincia	Autovía o carretera Tramo	Constructora	Espesor (cm)	Superf. (m^2)	Observaciones
2000	Zaragoza	Ctra. de Pinsoro a Bardena	Padenasa – Riovalle – Alcer UTE (Asfaltecnica)	22	100.000	3%
2000/2001	Madrid	M-45 Leganes	OHL – Sacyr UTE (Asfaltecnica)	15	240.000	4%
2000/2001	Valladolid	Desdoblamiento CL-601 Laguna de Duero	Necso (Asfaltecnica)	22	240.000	3,2%
2/2001	León	Autovia León - Burgos: Sahagun – Carrion I	Ferrovial + Zarzuela	25	13.000	4% IV-B 32,5
2/2001	Palencia	Autovía León – Burgos: Sahagun – Carrión II	Dragados +Collosa	25	24.000	4,5% IV-B 32,5
3/2001	Barcelona	Camí de Palau de d'Anglesora – El Poal	Sorigue (Soltec)	20	7.000	
6/2001	Barcelona	B-231 Els Hostalets de Pierola – Piera (margenes y badenes)	Sorigue (Soltec)	35	15.000	
2001	Teruel	Pista Villarluengo – Tronchón	Aragonesa O.C. (Asfaltecnica)	15	93.370	2,5%

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS: ASPECTOS GENERALES. ESTUDIO. NORMATIVA

SUBGADE STABILIZATION: GENERAL TOPICS STUDIES. STANDARDS

H. Sommer
consultant
Zeltgasse 3-5/15
A-1080 Vienna
sommerh@a1.net

1. APPLICATIONS AND AIMS OF SUBGRADE STABILIZATION

1.1 Construction of embankments – soil modification

When a cohesive soil is used as a fill material, it is often stabilized to improve its behaviour during constrution.

Mainly lime (hydrated lime or, for very wet soils, quicklime) is used and the cation exchange brought about by the calcium modifies the the soil: It becomes friable, the optimum moisture content is higher (enabling a wet soil to be compacted properly), and the water adsorption of the compacted soil is greatly reduced. For construction, this means improved workability, improved compactability, and reduced sensitivity to wet weather: Construction traffic can go as soon as it has stopped raining (provided compaction was finished before the rain started and surface drainage ensured by sufficient evenness and crossfall).

This kind of stabilization is also called modification since only construction related improvements are considered and it is used

- to create a platform for an embankment to be built on wet cohesive soil,
- to enable wet cohesive soils to be used as a fill material instead of other more expensive/valuable materials,
- to reduce the weather sensitivity of construction operations (depending on soil and climate it may be used for. the whole fill or only when rain threatens).

1.2 Capping layers – soil stabilization

When the topmost layer of the subgrade (both of embankments and in cuttings) is stabilized, not only the beneficial effects for construction are considered, but also the permanent improvements for the road: Improved load bearing capacity and prevention of ice-lense-formation within the capping layer (in case frost penetrates that deep) will allow a more economic thickness design of the pavement.

Lime, lime plus cement, and cement are used and these binders behave very differently, of-course: Lime, by reacting with clayey constituents of the soil, will also form cementitious products and develop strength, but this takes more time and requires higher temperatures than with a cement-stabilized soil.

Therefore, when testing for mix-design, not only the type of the soil, the type of the binder, and the climatic conditions prevailing in the place of use have to be considered: the temperatures to be expected during and after construction, and the time that will probably elapse until the stabilized material will experience frost for the first time also have to be taken into account. This has to be kept in mind when comparing practices e.g. in Scandinavia and the south of Europe.

In the Netherlands and in northern Germany the only material that is locally available for fills and subbases is a single-sized sand and cement-stabilization of the top layer has been used on a large scale for a long time in order to provide a working platform and to improve the load bearing capacity. However, no reference is made to the stabilization of granular soils of this type in the papers alloted to session 1.

The 10 papers received for session 1 are related mainly to the following topics:

2. SPECIFICATIONS

Bartolome Marin, C., and Gomez Alvarez, M.: In-situ soil stabilization with cement. Criteria for subgrade and future guidelines (paper 82).
The new draft specifications of the Spanish Road Directorate are presented.
Different standard options for capping layers are given for different traffic and subgrade characteristics (fig.1, page 5). For medium to heavy traffic only cement-stabilized layers 30 cm thick are allowed, with e.g. up to 50 cm of selected soil beneath to make up for a poor subgrade.
The minimum cement content allowed is 3,0 %, but the cement has to be fed into the mixer in the form of a slurry to ensure a homogeneous mix.The addition of the cement in a dry form requires the permission of the engineer.
The 7 day-requirement for compressive strength is 1,5 Mpa, which is less than in most other countries, but frost usually does not penetrate deeply into the pavement in Spain.
Stress is laid upon curing (bituminous emulsion, 0,4 kg/m² net bitumen, to be sprayed immediately after compaction) and the protection of the curing film (sanding, no construction traffic for at least 3 days(cars) and 7 days (lorries) respectively).

Corte, **J.-F., Havard, H., and Kergoet, M.:**The French technical guide on soil stabilisation with lime and hydraulic binders (paper 78).
Presents an overview of the book that summarizes the experience collected in France since the sixties (240 pages A4, published 2000)
For soils stabilized with a hydraulic binder the 7 day-strength requirement is 2,5 Mpa, if the capping layer will be subjected to frost. For the thickness design of the pavement the long-term mechanical performance of th stabilized capping layer is taken into account, as characterized by the tensile strength (at a higher age, depending on the type of binder used) and the modulus of elasticity (the higher E, the more strength is required for the same performance).
As to subgrade stabilization reference is made to stabilization of particular zones of embankments like backfills and the toe of embankments.
Nine annexes, e.g. on checking the performance of binder spreaders (coefficient of variation 5 % for modern equipment) and the economic comparison between between soil treatment and substitution.
Interested readers are advised to obtain a copy (price 220 FF) from LCPCor SETRA).

3. **BINDERS**

Kolias, **S., Karahalios, A**.: Mechanical properties of soils stabilised with high calcium fly ash and cement (paper 27).
In Greece more than 9 million tons of high calcium fly ash (pfa) are produced per year in electric power thermal plants burning lignite. The fly ash if not slaked contains about 18 % of free CaO which will react with clay constituents of a soil.
In the laboratory three different clay soils were mixed with 5, 10, and 20 %of fly ash and water, stored for 24 hours, then re-mixed and used for chemical tests and making specimens by static compaction and storing these in a moist room at 20°C.
Modulus of elasticity, compressive and tensile strengths of the specimens with pfa were higher than when only hydrated lime was used in an amount corresponding to the free lime content of the pfa.The addition of cement (at the time the clay-pfa-mixture was re-mixed after 24 hours) increased both early and final strengths, but pfa in high amounts remains an alternative to combination with cement,if pfa is available cheaply.

Kasselouri-Rigopoulou, **V., Kolias, S., Katsoulis,J., and Karahalios, A**. : A study of the hydraulic products formation in stabilised clay soils containing fly ash and cements (paper 20).
Specimens of the investigation above were tested by Xray Diffractometry and Thermogravimetry. In clay stabilized with high calcium fly ash hydraulic products were identified both from the reaction of the lime contained in the pfa with clay constituents and from the hydration of the calcium-aluminium-silicate compounds of the pfa. The addition of cement improved hardening, especially at younger ages.

Lindh, P., Hartlen, J., and Andersson, R.:Soil modification using cement at a Swedish airport (paper 68).
For the extension of Malmö airport there was a need for 80.000 m^3 of fill material. Instead of importing gravel a locally available cohesive sand was used, which in addition to being too wet would have to be used in the cold and usually wet season of early spring. Both laboratory.and field tests showed that at temperatures below 10°C 2 % cement were as effective as the same amount of cement plus lime as regards the workability and the compactability of the modified soil, if a waiting time of 3 hours was allowed between mixing and compacting (no problem, if temperatures are low); but the cement gave better strengths as from an age of 24 hours.

4. METHODS OF TEST

Lindh,P., and Hermansson, A.: Test method to evaluate frost performance and frost heave of stabilised soil (paper 69).
Frost penetrates very deep in Sweden and soil stabilisation is a very effective means of reducing frost heave.
Since different binders, amounts of binder, curing times, and water contents have to be investigated, an equipment for simultaneously testing 16 cylindrical specimens 103/206 mm was developed. The specimens are frozen from above by air (their top surface is protected from drying by a thin coat of silicone) while the bottom 10-15 mm are in water of 3-5°C. Two binders were used: A mixture of ground granulated blast furnace slag and hydrated lime performed better than cement, but no waiting time between mixing and compacting are mentioned.

Rodriguez Vidal, **M., Ramon Jimenez, J., Bezanilla Ruiz, J., and Garcia Garcia, R**.: Study of the adherence between caps of road surface stabilized and recycled with cement (paper 86).
Good bond between the stabilized layer and the bituminous base course is a condition for optimum load bearing capacity. In order to assess the horizontal stresses that can be transmitted between the two layers, cores 100 mm diameter were taken from a motorway and tested using a newly developed method: the respective parts of the core are firmly fastened in steel sockets and are torn apart perpendicular to the axis of the core using a tensile testing machine. The shear forces thus determined were frequently in the order of 15-20 N, but the authors feel it is still too early to draw conclusions.
The tests will be continued with cores from different (and differently behaving) roads with the aim of arriving at recommendations for how to achieve optimum bond during

construction (e.g. by using specific curing materials for the soil-cement) and of how to adapt existing monitoring methods (like the impact deflectometer) so they will also assess the bond achieved.
Concerning measures to ensure good bond see also par. C 2.8 of the French technical guide for soil stabilization.

5. EQUIPMENT FOR MONITORING STABILIZED LAYERS

De Hita Alonso, **J., and Sanchez Dominguez, F.** : Monitoring of soil stabilized with cement (paper 18).
Two high performance equipments for monitoring the mechanical behaviour of stabilized layers under load are presented: The dynamic load plate (developed by LCPC, marketed as Dynaplaque 2, described also in the French technical guide, see paper 81) and the Curviametro MT-15: A lorry travels at 18 km/h and the deflections caused by its 13 t-axle are followed by an endless chain loop and are measured by geophones.
Such equipment does not replace the usual control tests, but it complements acceptance testing by assessing the homogeneity of the stabilized layer and by identifying week spots in a very short time, so that necessary repairs can be made at once.
The use of the equipment and the experience made at the extension of Madrid airport and a major road site are also described.

Quibel, **A., Harvard, H., and Bisson, B**.: Controll of treated Platforms with a new continuous method to assess the modulus (paper 66).
Stabilized capping layers enable the pavement to be designed in a more economic way,provided the necessary quality is achieved everywhere. However, there can always be spots where the grading or the water content of the soil is different and this can result in poor quality.
A new high performance monitoring equipment called the Portancemetre has been developed at LCPC: A vibrating wheel is towed by a 4 wheel drive vehicle and 15-20 km/day ofcontinuous profiles of modulus are recorded and weak spots are easily detected.
Results achieved on 4 sites are presented. The Portancemetre correlates well with static or dynamic load plate test results and identifies weak spots as well as the Deflectograph.

5. DECISION SUPPORT SYSTEMS

Felix, **F., Fraaij, A. L A., and Hendriks, Ch. F.**: Long term behaviour, environmental load and financial consequences of stabilized hazardous waste used as sub-base material (paper 71).
A decision support system was developed at Delft University of Technology to help choosing between the use of a traditional building material and a stabilized hazardous waste as a subbase material. Criteria are long-term behaviour (release of hazardous components, calculated on the basis of leaching and durability test results),environmental load (life cycle assessment), and financial consequences (life cycle costing). The assessment is carried out on the example of an industrial purification sludge.

See also annex 4 of the French technical guide for the treatment of soils, mentioned in paper 81.

6. CONCLUSIONS

Stabilization of the subgrade has been used for a very long time with excellent results both as regards the immediate construction related improvements and the long-term performance in the road. Problems that have been reported are generally due to poor compaction, neglected curing or destruction of the curing film by construction traffic.
The specifications concerning curing and the protection of the curing film have to be taken seriously.
Though lime (or lime plus cement) is the preferred binder for cohesive. soils, high calcium fly ash if not slaked and if available at low cost may be an alternative; so is cement, if the soil has to be stabilized at temperatures below 10°C.In both cases a waiting time of some hours is necessary between mixing and compacting to allow the lime of the binders to become effective.
Stabilized capping layers allow important savings to be made in the design of the pavement, but require more testing than soil-modification (which is nearly self-testing.in comparison). Where winters are severe frost- and frost-heave testing are essential and need to take account of the local conditions: In Scandinavia frost penetration is deep,but frost cycles are few; in the mountains of central Europe, especially on south-facing slopes there is a great number of frost cycles each year.
Uniformity of the capping layer is fo prime importance, but with in-situ stabilization weak spots due to variations in grading or moisture content cannot always be avoided. New high performance equipment for monitoring the site will quickly identify weak areas where repair is needed.
Good bond between the stabilized layers and the layers on top contributes greatly to the load bearing capacity of the road and may require special measures to ensure this.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CEMENTO. CRITERIOS PARA LA FORMACIÓN DE EXPLANADAS Y FUTURAS PRESCRIPCIONES TÉCNICAS DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS

IN SITU CEMENT STABILISED SOILS. CRITERIA CONCERNING THEIR USE AS SUBGRADE AND FUTURE SPECIFICATIONS FOR WORKS OF THE SPANISH GENERAL DIRECTORATE OF ROADS

C. Bartolomé Marín
Dirección General de Carreteras
Ministerio de Fomento
Paseo de la Castellana, 67 (Despacho A-888),
28071 Madrid (España)
cbartolome@mfom.es

M. Gómez Álvarez
Dirección General de Carreteras
Ministerio de Fomento
Paseo de la Castellana, 67 (Despacho A-876),
28071 Madrid (España)
mgalvarez@mfom.es

RESUMEN

La Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento está revisando actualmente el artículo de suelos estabilizados in situ con cemento del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3). En esta ponencia se recogen las prescripciones más importantes de esta normativa y los criterios de definición y obtención de la explanada indicados en la futura Norma 6.1 y 2 - IC de secciones de firme.

ABSTRACT

The article “in situ cement stabilised soils” of the General Technical Specifications for Roads and Bridges Works (PG-3) is currently under revision by the Spanish General Directorate of Roads. This paper provides information about the most important specifications of this regulations, as well as the criteria of subgrade design given in the future Spanish Standard of Pavement Sections 6.1 y 2 – IC.

PALABRAS CLAVE

Estabilización, explanada, in situ, cemento.

KEY WORDS

Stabilization, subgrade, in situ, cement.

SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CEMENTO. CRITERIOS PARA LA FORMACIÓN DE EXPLANADAS Y FUTURAS PRESCRIPCIONES TÉCNICAS DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS

La Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento está revisando actualmente el artículo de suelos estabilizados in situ con cemento del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3). En esta ponencia se recogen las prescripciones más importantes de esta normativa y los criterios de definición y obtención de la explanada indicados en la futura Norma 6.1 y 2 - IC de secciones de firme.

1 CAMPO DE APLICACIÓN EN LAS NUEVAS EXPLANADAS DE LA FUTURA NORMA 6.1 Y 2 – IC DE SECCIONES DE FIRMES

Por Orden Ministerial de 23 de mayo de 1989 se aprobó la Norma 6.1 y 2 – IC sobre secciones de firme. En el tiempo transcurrido desde entonces se han producido diferentes circunstancias que motivan su revisión:

- Un importante crecimiento del tráfico de vehículos pesados, especialmente en tramos de autovía de la Red de Carreteras del Estado localizados en las inmediaciones de las grandes ciudades.
- El desarrollo de nuevos materiales y técnicas relativos a la construcción de firmes y explanadas.
- La acumulación de experiencia a raíz de la construcción de nuevas carreteras y de las ya existentes.

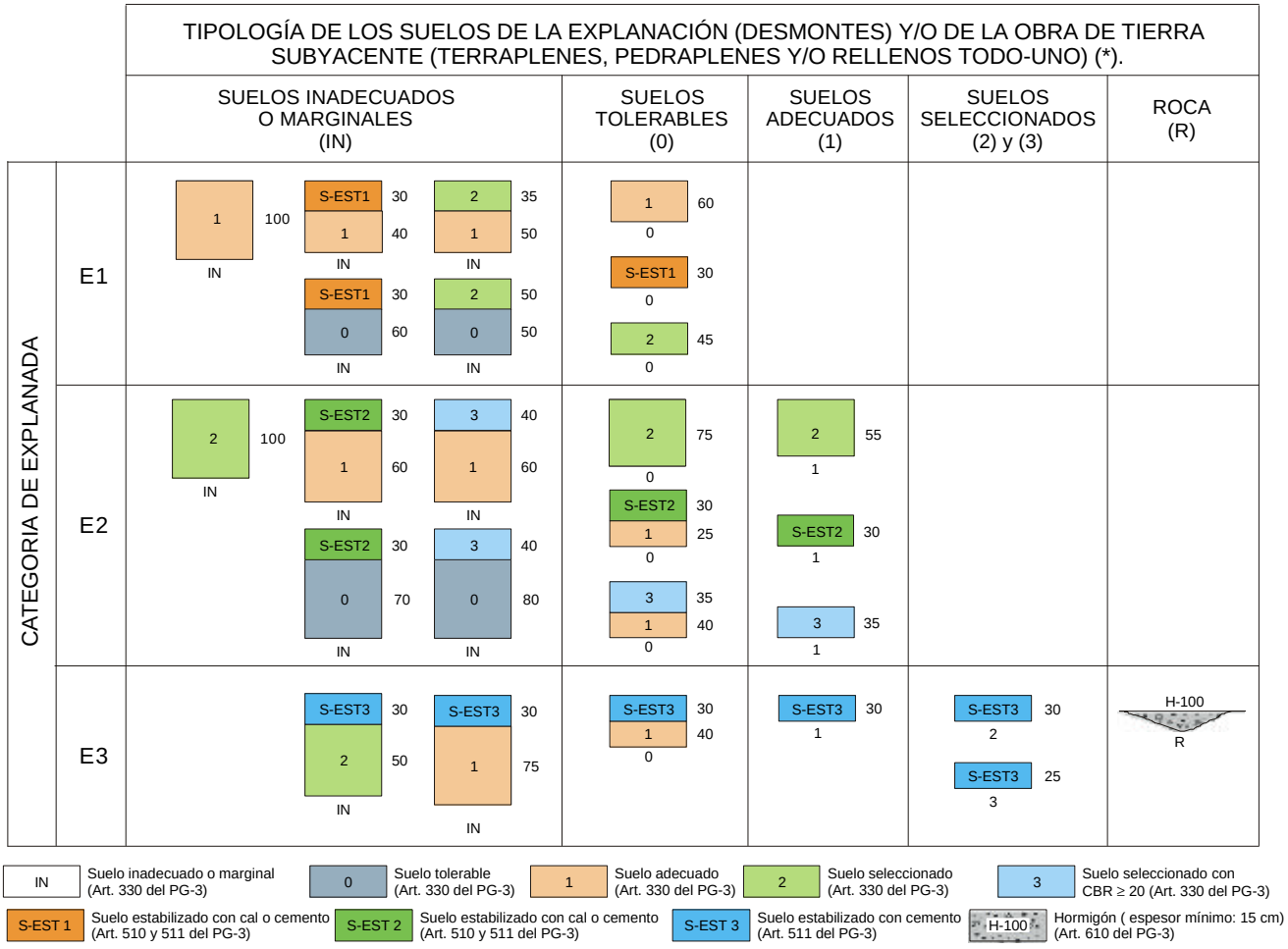
Uno de los cambios que introducirá la futura Norma 6.1 y 2 – IC es el relativo a los tipos de explanada, cuya definición y obtención quedará como muestra la figura 1.

Como se ve en dicha figura ha cobrado especial relevancia el uso de suelos estabilizados, sobre todo para la obtención de explanada de categoría E3, en la que se exigen en coronación treinta centímetros de suelo estabilizado S-EST3 para todos los casos, excepto el de terreno subyacente constituido por roca.

Otro cambio importante es que solo se admitirán explanadas tipo E3 para las categorías de tráfico T00 y T0 que quedan definidas:

T00	IMDp ≥ 4.000
T0	2.000 ≥ IMDp ≥ 4.000

Siendo IMD la intensidad media diaria e IMDp la intensidad media diaria de vehículos, en el carril de proyecto para el año de puesta en servicio.



(*) A efectos de la definición de la categoría de explanada, los pedraplenes (artículo 331 del PG-3) y rellenos todo-uno (artículo 333 del PG-3) podrán considerarse como suelos seleccionados (3), si no van a ser construidos con materiales marginales (IN).

Nota: A efectos de aplicación de esta tabla el espesor mínimo de los suelos de la explanación o de la obra de tierra subyacente será de 80 cm

Figura 1: Definición y obtención de la explanada

2 DEFINICIÓN

Se define como suelo estabilizado in situ con cemento la mezcla íntima de un suelo en la propia traza de la carretera con cemento y, eventualmente, agua, la cual, convenientemente compactada, tiene por objeto, fundamentalmente, disminuir la susceptibilidad al agua del suelo o aumentar su resistencia.

La ejecución de un suelo estabilizado in situ incluye las siguientes operaciones:

- Estudio de la fórmula de trabajo.
- Preparación de la superficie existente.
- Disgregación del suelo.
- Corrección de la humedad del suelo.
- Distribución del cemento.
- Ejecución de la mezcla.
- Compactación.

> Terminación de la superficie.
> Ejecución de juntas.
> Curado final.

Según sus características finales se establecen tres tipos de suelos estabilizados in situ con cemento, denominados respectivamente S-EST1, S-EST2 y S-EST3.

3 MATERIALES

3.1 Cemento

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, o en su defecto el Director de las Obras, fijará el tipo y clase resistente del cemento, que deberá ser, salvo justificación en contrario, de clase resistente 22,5 o 32,5. No se emplearán cementos de aluminato de calcio, ni mezclas de cementos con adiciones que no hayan sido realizadas en la fábrica de cemento.

Si el contenido de sulfatos solubles (SO_3) en el suelo que se vaya a estabilizar, determinado según la UNE 103201, fuera superior al cinco por mil (0,5%) en masa, deberá emplearse un cemento resistente a los sulfatos y aislar adecuadamente la estabilización de las estructuras y de las obras de paso de hormigón.

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares fijará el principio de fraguado, según la UNE-EN 196-3, que, en todo caso, no podrá tener lugar antes de las dos horas (2 h).

3.2 Suelo

Los materiales que se vayan a estabilizar in situ con cemento serán suelos de la traza, otros materiales locales o escorias; no contendrán materia vegetal, orgánica o de cualquier otra naturaleza en cantidades perjudiciales para el fraguado del cemento. Tampoco presentarán reactividad potencial con el cemento.

Los suelos que se vayan a estabilizar con cemento cumplirán las siguientes especificaciones de granulometría:

Tabla 1 – Granulometría del suelo en las estabilizaciones con cemento

TIPO DE SUELO ESTABILIZADO	**CERNIDO ACUMULADO** (% en masa)		
	TAMAÑO DE LOS TAMICES (mm)		
	80	**2**	**0,063**
S-EST1	100	> 20	< 50
S-EST2			< 35
S-EST3			

En cuanto a plasticidad y composición del suelo:

Tabla 2 – Plasticidad y composición del suelo

CARACTERÍSTICA	**TIPO DE SUELO ESTABILIZADO**		
	S-EST1	**S-EST2**	**S-EST3**

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	-	< 40
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	< 15	
MATERIA ORGÁNICA (MO) (% en masa)	< 2	< 1
SULFATOS SOLUBLES (SO_3) (% en masa)	< 1	

4 TIPO Y COMPOSICIÓN DEL SUELO ESTABILIZADO. FÓRMULA DE TRABAJO

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares definirá el tipo y composición del suelo estabilizado, cuyo contenido de cemento, capacidad de soporte y compacidad deberán cumplir lo indicado en la tabla 3.

Tabla 3 – Especificaciones del suelo estabilizado in situ con cemento

CARACTERÍSTICA	**UNIDAD**	**NORMA**	**TIPO DE SUELO ESTABILIZADO**		
			S-EST1	**S-EST2**	**S-EST3**
CONTENIDO DE CEMENTO	% en masa del suelo seco		≥ 2	≥ 3	
ÍNDICE CBR, a 7 días (*)	-	UNE 103502	≥ 5	≥ 10	-
COMPRESIÓN SIMPLE, a 7 días (*)	MPa	NLT-305	-	-	≥ 1,5 (**)
COMPACIDAD Densidad (Proctor modificado)	% de la densidad máxima	UNE 103501	≥ 95		

(*) Para la realización de estos ensayos, las probetas se compactarán, según la NLT-310, con la densidad especificada en la fórmula de trabajo.

(**) En el caso de utilizarse cementos para usos especiales (ESP-VI), este límite se reducirá a 1,2.

La estabilización de suelos in situ con cemento no se podrá iniciar en tanto que el Director de las Obras no haya aprobado la fórmula de trabajo, la cual deberá señalar:

- La dosificación mínima de cemento, indicando su tipo y clase resistente, referida a la masa total de suelo seco y, en su caso, por metro cuadrado (m^2) de superficie, la cual no deberá ser inferior a la mínima fijada en la tabla 3.
- El contenido de humedad del suelo en el momento de su mezcla con el cemento, y el de la mezcla en el momento de su compactación.
- La compacidad a obtener, mediante el valor mínimo de la densidad que deberá cumplir lo fijado en la tabla 3.
- El índice CBR a siete (7) días o la resistencia a compresión simple a la misma edad, según el tipo de suelo estabilizado, cuyos valores deberán cumplir lo fijado en la tabla 3.
- El plazo de trabajabilidad.

Se estudiará y aprobará otra fórmula de trabajo si varía la procedencia de los materiales o se produce un cambio importante en sus características.

5 EQUIPO NECESARIO Y EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Para la ejecución de los suelos estabilizados in situ se deberán emplear **equipos mecánicos**. Éstos podrán ser equipos independientes que realicen por separado las operaciones de disgregación, distribución del cemento, humectación, mezcla y compactación, o bien equipos que realicen dos o más de estas operaciones, excepto la compactación, de forma simultánea.

La mezcla in situ del suelo con el cemento se realizará mediante equipos que permitan una suficiente disgregación de aquél hasta la profundidad establecida en los Planos, si dicha disgregación no hubiera sido previamente obtenida por escarificación, y una mezcla uniforme de ambos materiales.

Cuando se estabilice el suelo existente en la traza, éste deberá disgregarse en toda la anchura de la capa que se vaya a mezclar, y hasta la profundidad necesaria para alcanzar, una vez compactada, el espesor de estabilización señalado en los Planos.

Si se añade suelo de aportación para corregir las características del existente, se deberán mezclar ambos en todo el espesor de la capa a estabilizar, antes de iniciar la distribución del cemento.

El suelo que se vaya a estabilizar deberá disgregarse hasta conseguir una eficacia mínima del cien por cien (100%), referida al tamiz 25 mm de la UNE-EN 933-2, y del ochenta por ciento (80%) referida al tamiz 4 mm de la UNE-EN 933-2. Por **eficacia de disgregación** se entiende la relación entre el cernido en obra del material húmedo y el cernido en laboratorio de ese mismo material desecado y desmenuzado, por el tamiz al que se refiere.

El suelo disgregado no deberá presentar elementos ni grumos de tamaño superior a los ochenta milímetros (80 mm).

La **humedad del suelo disgregado**, inmediatamente antes de su mezcla con cemento, deberá ser tal, que permita que, con el equipo que se vaya a utilizar, su mezcla sea íntima y uniforme.

En caso necesario, el suelo se humedecerá previamente para facilitar la mezcla. El agua se agregará, en todo caso, de manera uniforme evitando que se acumule en las huellas dejadas por el equipo de humectación. No podrá procederse a la distribución del cemento mientras queden concentraciones superficiales de humedad.

Los suelos cohesivos se humedecerán, en su caso, el día anterior al de la ejecución de la mezcla, para que todas sus partículas resulten interiormente mojadas.

En los casos especiales en los que la humedad natural del material sea excesiva, se tomarán las medidas adecuadas, para conseguir la disgregación y compactación previstas.

La **distribución del cemento,** que se hará por medios mecánicos, será preferentemente en forma de lechada, si bien en obras pequeñas o cuando sea conveniente, a juicio del Director de las Obras, por un exceso de humedad natural en el suelo a estabilizar, este podrá autorizar su distribución en seco.

Sólo en zonas de reducida extensión, no accesibles a los equipos mecánicos, el Director de las Obras podrá autorizar la distribución manual. Para ello, se utilizarán sacos de cemento que se colocarán sobre el suelo formando una cuadrícula de lados aproximadamente iguales, correspondientes a la dosificación aprobada. Una vez abiertos los sacos, su contenido será distribuido rápida y uniformemente mediante rastrillos manuales o rastras de púas remolcadas.

En la distribución del cemento se tomarán las medidas adecuadas para el cumplimiento de la legislación que, en materia ambiental y de seguridad laboral, estuviese vigente.

Inmediatamente después de la distribución del cemento deberá procederse a su **mezcla** con el suelo, hasta lograr un material homogéneo. Cuando no exista un procedimiento rápido para la comprobación de la uniformidad de la mezcla, se continuará ésta hasta la total ausencia de grumos en el amasijo, y hasta que éste presente un color uniforme.

En el caso de ser necesaria la incorporación de agua a la mezcla para alcanzar el valor de la **humedad de la mezcla** fijado por la fórmula de trabajo deberán tenerse en cuenta las posibles evaporaciones o precipitaciones que puedan tener lugar durante la ejecución de los trabajos.

Dicha incorporación deberá realizarse, preferentemente, por el propio equipo de mezcla. El Director de las Obras podrá autorizar el empleo de un tanque regador independiente. En este segundo caso, el agua deberá agregarse uniformemente y deberá evitarse que escurra por las roderas dejadas por el tanque regador. Asimismo, no se permitirán paradas del equipo mientras esté regando, con el fin de evitar la formación de zonas con exceso de humedad.

La mezcla no podrá permanecer más de media hora (1/2 h) sin que se proceda a la compactación y terminación de la superficie o a una nueva disgregación y mezcla. En el momento de iniciar la **compactación**, la mezcla deberá hallarse suelta en todo su espesor.

La compactación se continuará hasta alcanzar la densidad especificada en la fórmula de trabajo, y deberá finalizar dentro del plazo de trabajabilidad de la mezcla.

Durante la compactación, la superficie del suelo estabilizado in situ con cemento se conformará, mediante refino con motoniveladora, eliminando irregularidades, huellas o discontinuidades inadmisibles, para lo cual el Director de las Obras podrá aprobar la realización de una ligera escarificación de la superficie y su posterior recompactación previa adición del agua necesaria.

Una vez terminada la compactación no se permitirá su recrecimiento. Sin embargo, y siempre dentro del plazo de trabajabilidad, se podrá hacer un refino con motoniveladora hasta conseguir la rasante y sección definidas en los Planos de proyecto, con las tolerancias establecidas en este artículo. A continuación se procederá a eliminar de la superficie todo el

material suelto, por medio de barredoras mecánicas de púas no metálicas, y a la recompactación posterior del área corregida.

Los materiales procedentes del refino deberán ser retirados a vertedero o para su empleo en las aplicaciones que autorice el Director de las Obras.

Las **juntas** de trabajo se dispondrán de forma que su borde quede perfectamente vertical, debiendo para ello recortarse la parte precisa de la zona ya terminada.

Se dispondrán juntas transversales donde el proceso constructivo se interrumpa por encima del plazo de trabajabilidad. Si se trabaja por fracciones de la anchura total, se dispondrán juntas de trabajo longitudinales siempre que no sea posible compactar el material de una franja dentro del plazo máximo de trabajabilidad del material de la franja adyacente puesto en obra con anterioridad.

Terminadas las operaciones de compactación y terminación, se procederá a la aplicación de un **riego de curado**. Hasta su aplicación deberá mantenerse la superficie húmeda, para lo cual deberá regarse con la debida frecuencia.

Una vez ejecutado el riego de curado, no podrán circular sobre él vehículos ligeros en los tres (3) primeros días, ni vehículos pesados en los siete (7) primeros días, salvo con autorización expresa del Director de las Obras y estableciendo previamente una protección del riego de curado, mediante la extensión de una capa de árido de cobertura. Dicha protección, que deberá garantizar la integridad del riego de curado durante un periodo mínimo de siete (7) días, será completamente retirada por barrido antes de ejecutar otra unidad de obra sobre el suelo estabilizado in situ.

6 TRAMO DE PRUEBA

Antes de iniciarse la estabilización in situ del suelo con cemento será preceptiva la realización del correspondiente tramo de prueba para fijar la composición de la mezcla, y comprobar el funcionamiento de los equipos necesarios para la ejecución de las obras.

Durante la construcción del tramo de prueba se comprobarán la idoneidad de la fórmula de trabajo y de los medios mecánicos propuestos, la eficacia de disgregación, la relación entre el número de pasadas del equipo de compactación y la densidad obtenida, y la conformidad del suelo estabilizado con las condiciones especificadas sobre humedad, espesor de la capa, densidad, granulometría, contenido de cemento, resistencia y demás requisitos exigidos.

7 ESPECIFICACIONES DE LA UNIDAD TERMINADA.

La densidad media en el espesor de la capa estabilizada en cualquier punto será superior al noventa y cinco por ciento (95%) de la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor modificado, para la fórmula de trabajo aprobada, y con este valor se fabricarán las probetas para la determinación de la resistencia a compresión simple ó del índice CBR.

La resistencia a compresión simple a siete días (7 d), o el índice CBR deberán cumplir lo especificado en la tabla 3, según el tipo de suelo estabilizado in situ.

También se fijan especificaciones geométricas de la unidad terminada, sobre espesor, anchura, rasante y regularidad superficial.

8 LIMITACIONES DE LA EJECUCIÓN

Salvo autorización expresa del Director de las Obras, no se permitirá la ejecución del reciclado in situ con cemento:

- Cuando la temperatura ambiente a la sombra sea superior a los treinta y cinco grados Celsius (35ºC), o inferior a cinco grados Celsius (5 ºC).
- Cuando se produzcan precipitaciones atmosféricas.

En los casos en que el Director de las Obras autorice la extensión del cemento en seco, su distribución deberá interrumpirse cuando la fuerza del viento sea excesiva, a juicio de aquel, teniendo siempre en cuenta las medidas necesarias para el cumplimiento de la legislación que, en materia ambiental y de seguridad laboral, estuviese vigente.

9 CONTROL DE CALIDAD

9.1 Control de procedencia de los materiales

Antes de iniciar su estabilización in situ con cemento, se identificará cada tipo de suelo, determinando su aptitud. El reconocimiento se realizará de la forma más representativa posible, mediante sondeos, calicatas u otros métodos de toma de muestras.

De cada tipo de suelo, y sea cual fuere la cantidad que se va a estabilizar, se tomarán como mínimo cuatro (4) muestras, añadiéndose una (1) más por cada cinco mil metros cúbicos (5.000 m^3), o fracción, de exceso sobre veinte mil metros cúbicos (20.000 m^3) de suelo.

Sobre cada muestra se realizarán ensayos de granulometría, límite líquido e índice de plasticidad, contenido de materia orgánica y contenido de sulfatos solubles.

9.2 Control de ejecución

Se tomará diariamente un mínimo de dos (2) muestras del suelo antes de mezclarlo con el cemento, una por la mañana y otra por la tarde, sobre las que se determinará su granulometría por tamizado, así como la **eficacia de la disgregación**.

Al menos dos (2) veces al día, se controlará el funcionamiento de las boquillas de inyección de la lechada de cemento. Asimismo, se controlará diariamente el **consumo** efectivo de **cemento** con la información proporcionada por el equipo para el control del volumen de lechada añadido. En el caso de distribución en seco, se comprobará la dotación de cemento

utilizada mediante el pesaje de bandejas metálicas u otros dispositivos similares colocados sobre la superficie.

Por cada dos mil metros cúbicos (2.000 m^3) de suelo estabilizado in situ con cemento o cada día, si se estabilizara una cantidad menor, se tomarán cinco (5) muestras aleatorias del suelo recién mezclado con el cemento sobre las que se determinará el índice **CBR** a siete (7) días, para suelos S-EST1 y S-EST2 o la **resistencia** a compresión simple, para suelos S-EST3. En ambos casos, las probetas se confeccionarán según el procedimiento descrito en la NLT-310, con la densidad exigida en obra.

Durante la ejecución de las obras se comprobará frecuentemente:

> La temperatura y humedad relativa ambientes mediante un termohigrógrafo registrador.
> El espesor estabilizado, mediante un punzón graduado u otro procedimiento aprobado por el Director de las Obras.
> La humedad del suelo mediante un procedimiento aprobado por el Director de las Obras.
> La densidad alcanzada por la capa durante el proceso de compactación, para lo que se utilizarán métodos rápidos de control debidamente correlacionados con los métodos de ensayo de referencia.
> La composición y forma de actuación del equipo utilizado en la ejecución de la estabilización.

9.3 Control de recepción de la unidad terminada

Se considerará como lote de recepción, que se aceptará o rechazará en bloque, al menor que resulte de aplicar los tres criterios siguientes a una sola capa de suelo estabilizado in situ con cemento:

> Quinientos metros (500 m) de calzada.
> Tres mil quinientos metros cuadrados (3.500 m^2) de calzada.
> La fracción construida diariamente.

Se asignarán a cada lote de recepción las probetas fabricadas durante el control de producción que le correspondan.

Sobre estos lotes se harán ensayos para determinar la humedad natural, la densidad in situ, el espesor de la capa de suelo estabilizado, la anchura extendida y compactada y la regularidad superficial, que se compararán con las especificaciones de la unidad terminada.

10 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN Y RECHAZO

Se establecen criterios de aceptación y rechazo de la unidad terminada, y tolerancias admisibles respecto de las especificaciones fijadas para la misma.

Los criterios de aceptación y rechazo relativos al **espesor** obtenido, están orientados en sentido de admitir reducciones respecto del teórico siempre que no se baje de un mínimo

establecido, y que se compense con el aumento de espesor de las capas superiores sin incremento de coste para la Administración.

La media de los índices **CBR** o de la **resistencia** a compresión simple, según el caso, deberá ser superior al noventa por ciento (90 %) del valor especificado en la tabla 3 y ningún resultado individual podrá ser inferior a dicho valor especificado en más de un veinte por ciento (20 %).En caso contrario, el lote correspondiente será demolido y reconstruido a cargo del Contratista. El Director de las Obras podrá autorizar la compensación de la merma de resistencia o de índice CBR con el aumento de espesor de las capas superiores, sin incremento de coste para la Administración.

Las **densidades** medias obtenidas no serán inferiores a la especificada en la tabla 3 y no más de dos (2) muestras podrán presentar resultados individuales inferiores en dos (2) puntos porcentuales a la densidad especificada. De no alcanzarse los resultados exigidos, el lote correspondiente se recompactará hasta alcanzarlos si se estuviera dentro del plazo de trabajabilidad, de lo contrario, será demolido y reconstruido a cargo del Contratista.

Las zonas que no cumplan las especificaciones de **regularidad superficial**, o que retengan agua sobre la superficie, deberán corregirse por el contratista, a su cargo, de acuerdo con lo siguiente:

El recorte y recompactación de la zona alterada sólo podrá hacerse si se está dentro del plazo de trabajabilidad. Si se hubiera rebasado dicho plazo, se demolerá y reconstruirá totalmente la zona afectada, de acuerdo con las instrucciones del Director de las Obras.
El recrecimiento en capa delgada no se permitirá en ningún caso. Si la rasante de la capa de suelo estabilizado queda por debajo de la teórica en más de las tolerancias admitidas, se incrementará el espesor de la capa inmediatamente superior o se procederá a la demolición y reconstrucción de la zona afectada según las instrucciones del Director de las Obras.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

AUSCULTACIÓN DE SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CEMENTO

MONITORING OF SOIL STABILIZED WITH CEMENT

Joaquín de Hita Alonso
Director Área de Asistencias Técnicas
EUROCONSULT, S.A.
Avda. Camino de lo Cortao, 17
28700 San Sebastián de los Reyes - Madrid (España)
ecat@arrakis.es

Fernando Sánchez Domínguez
Director Técnico
EUROCONSULT NUEVAS TECNOLOGÍAS Y SEÑALIZACIÓN, S.A.
Avda. Camino de lo Cortao, 17
28700 San Sebastián de los Reyes - Madrid (España)
euroconsult_nts@ribernet.es

RESUMEN

La comunicación recoge la experiencia obtenida en la actuación en dos obras en las que se han realizado estabilizaciones de explanadas con cemento (una autovía y una plataforma aeroportuaria), recogiéndose los aspectos singulares que han incidido de algún modo en la ejecución de las obras, los materiales empleados y las técnicas aplicadas para la realización de la estabilización

Se exponen cuáles han sido los métodos de control que se han utilizado y los valores a nivel global que se han obtenido. Además de los métodos de control usuales en obra se desarrolla la auscultación a gran rendimiento ejecutada, utilizando equipos como el Curviámetro MT-15 y la Placa de Carga Dinámica que aportan una información rápida sobre la capacidad de soporte. La auscultación de alto rendimiento se presenta como un nuevo campo en el control de suelos estabilizados, que permite realizar las reparaciones puntuales en el momento de ejecución sin un alto sobrecoste y conocer la homogeneidad o no de la estabilización realizada. La homogeneidad de las explanadas estabilizadas se muestra como un factor fundamental en el mantenimiento de las prestaciones del firme a lo largo del tiempo, para conseguir indicadores del servicio al usuario, como el IRI, realmente buenos.

ABSTRACT

The paper includes the experience obtained in two civil works, in which subgrade stabilization with cement on subgrades has been carried out (a highway and an airport platform), covering the soils and the stabilization techniques used, as well as the punctual items that have conditioned the works execution in any way.

The control methods and a general view of the parameters obtained are also shown. Apart from the traditional on site testing methods, it presents the high output monitoring carried out, using equipments such as the Curviametro MT-15, and the Dynamic Plate Load, which provide quick information on mechanical behaviour. This high output monitoring is presented as a new field on the stabilized soils control, which allows to make the necessary repairs at the execution time, without an excessive extra-cost, and to know the homogeneity achieved. Homogeneity of stabilized subgrades results to be a key item for pavement behaviour throughout time, in order to get really good service indicators (such as IRI) for the user.

PALABRAS CLAVE

Auscultación, alto rendimiento, Curviámetro, Placa de carga dinámica.

KEY WORDS

Monitoring, high output, Curviametro, Dynamic Plate Load

1. INTRODUCCIÓN

La presente comunicación tiene por objeto pasar revista a los equipos que emplean las empresas EUROCONSULT en la recepción de explanadas, tanto las constituidas por materiales naturales como aquellas en las que se requiere la estabilización con cal y/o con cemento. Los condicionantes ambientales asociados a las obras, unidos a los elevados costes de extracción y tratamiento de los materiales susceptibles de ser utilizados en la fabricación de zahorras están siendo el origen del empleo de capas estabilizadas para la formación de explanadas. Además la utilización de estas capas estabilizadas, tanto en las explanadas como en las capas de base del firme, genera un aumento del tráfico que soporta la sección de firme antes de su agotamiento, en comparación con las secciones tradicionales que utilizan capas granulares.

Los equipos que analizaremos son equipos de alto rendimiento, basados en la toma de datos in situ. No sustituyen en ningún caso al control de calidad necesario en la fase de ejecución, sino que lo complementan desde el punto de vista de la recepción de las explanadas. Además, ambos equipos miden realmente el comportamiento de la explanada bajo las cargas reales del tráfico, con lo cual se obtienen datos fiables de sus parámetros de deformabilidad para ser utilizados en modelos analíticos de cálculo de los firmes.

Los dos equipos que se contemplan en la comunicación son equipos autónomos que cuentan con el apoyo de G.P.S. instalado en los vehículos. Esto es, no necesitan del apoyo de otros medios para la realización de los trabajos (en el caso de la placa de carga se elimina el condicionante del camión cargado necesario como reacción en el caso de la placa estática). Para su acceso a la zona a auscultar no son necesarios condicionantes especiales, pudiendo acceder ambos equipos por los mismos caminos utilizados por los equipos de transporte y compactación.

En estos equipos, la interpretación de los resultados obtenidos puede hacerse prácticamente al instante, de modo que se consigue la respuesta de las necesidades de actuación con carácter simultáneo a la toma de datos. Además, el volumen de datos que pueden ser obtenidos en una jornada, y por lo tanto, la superficie de explanada que puede ser auscultada, es muy elevado, y por ello se están convirtiendo en elementos fundamentales para la toma de decisiones, tanto por parte de los Contratistas de las obras, como por los Promotores, ya sean grupos privados o Administraciones Públicas.

2. EQUIPOS PARA LA AUSCULTACIÓN DE EXPLANADAS

2.1 El Curviámetro MT-15

Se trata de un equipo montado sobre un camión lastrado con 13 toneladas diseñado para la determinación de las deflexiones de firmes y de los radios de curvatura del cuenco de deflexión. La toma de datos se realiza mediante tres geófonos instalados sobre una cadena de 15 m de longitud, que registran los desplazamientos verticales de la capa auscultada. De este modo se registra un dato cada 5 metros, a partir de 100 puntos de medida obtenidos en 4 metros que definen el cuenco de deflexión.

La toma de datos se realiza a una velocidad de 18 km/h, con lo cual las afecciones a las obras en fase de ejecución son mínimas. La deformación vertical del firme es originada por la carga de 13 toneladas situada en el eje trasero. Dicha carga puede ser modificada en el caso de que se desease conocer el comportamiento de la capa bajo la acción de otra carga.

La actuación del equipo se inicia registrando de manera continua los datos de deflexiones de las explanadas. La auscultación se realiza de manera similar a como se efectúa la medida en los firmes. En el caso de explanadas estabilizadas se debe obtener un registro por cada calle de trabajo. Las referencias que se utilizan para la toma de datos son los propios PPKK de la obra, con lo que se facilita la localización de las zonas presumiblemente problemáticas y la adopción de medidas correctoras posteriores.

Para el análisis de los datos, se cuenta con un programa informático que permite la visualización de las medidas registradas, realizar las correcciones necesarias, normalizar a viga Benkelman, aplicar los coeficientes necesarios y realizar la división del tramo en zonas estadísticamente homogéneas, en las que se detecta un comportamiento similar.

Esta división en zonas homogéneas se realiza según los criterios estadísticos fijados para la auscultación de firmes en la Norma 6.3. IC y la OC 323/97. El hecho de contar con datos cada 5 metros y con zonas de comportamiento homogéneo, permite un análisis de la auscultación desde una doble óptica:



Foto 1: Curviámetro MT-15

a) Evaluación de los datos puntuales que permitirá detectar defectos localizados, para realizar reparaciones en la fase de construcción, más sencillas y económicas que si hubieran de ser ejecutadas con posterioridad.
b) Tratamiento de las zonas homogéneas con objeto de tener una evaluación del conjunto de la actuación.

Todos estos datos, por su inmediatez en el análisis, pueden ser incorporados al proceso de construcción como una fuente de retroalimentación del mismo, aconsejando la modificación de las fórmulas de trabajo, cambios en el procedimiento de ejecución o actuación sobre capas superiores del firme, en caso de ser necesario.

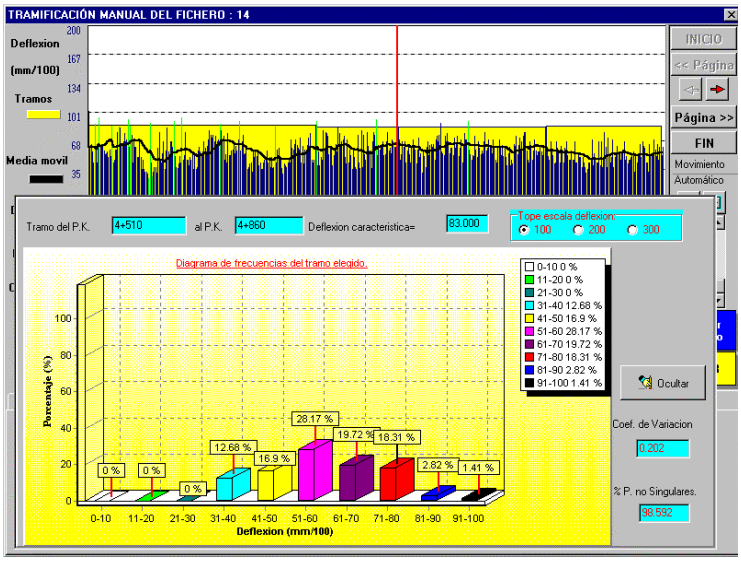


Figura 1: Lecturas obtenidas con el curviámetro MT-15

Los datos y resultados obtenidos en obra se complementan con los deducidos de modelos teóricos multicapa o de elementos finitos. Asimismo, se contrastan con los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio.

De los datos registrados durante la auscultación con el CURVIÁMETRO MT-15 se pueden obtener datos reales del comportamiento del material puesto en obra, y de ese modo ir calibrando el modelo teórico de cálculo utilizado para aproximarlo todo lo posible a la realidad. A partir de los datos de deflexión es posible obtener el módulo de elasticidad de la explanada y su índice CBR.

2.2 La Placa de carga dinámica

El equipo de Placa de carga dinámica utilizado por EUROCONSULT es el comercializado como Dynaplaque 2, desarrollado por el LRPC, y que está compuesto de cuatro elementos principales:

1- Generador de impactos.
2- Conjunto de medida de placa y cadena electrónica asociada.
3- Sistema electrónico de toma de datos y tratamiento informático.
4- Equipo de control y central hidráulica instalados en el vehículo de transporte.



Foto 2: Placa de carga dinámica

El generador de impactos (figura 2) consiste en una masa cilíndrica de 125 kg que se desliza a lo largo de un pilar guía, al final de cuyo recorrido se ha dispuesto un resorte amortiguador de un elastómero poliuretano que amortigua rápidamente los rebotes sucesivos.

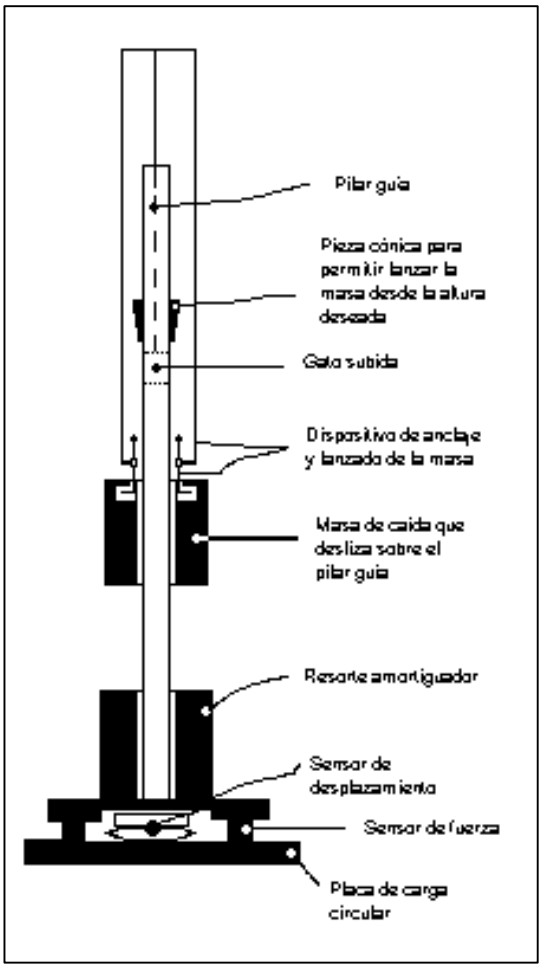


Figura 2: Generador de impactos de la Placa Dinámica

El gato hidráulico constituye también el pilar guía. Está equipado con enganches de anclaje, tirantes, cono de disparo regulable en altura y los detectores de posición necesarios para un funcionamiento automático.

La rigidez equivalente del resorte amortiguador es del orden de $3x10^6$ N/m, y la altura de caída usada generalmente es de 0,5 m, lo que permite generar un impulso de fuerza comparable en amplitud y duración a la solicitación provocada por el paso de un eje pesado, es decir, 65 a 75 kN en 15 a 20 ms.

El sistema electrónico de toma de datos y tratamiento se localiza en la cabina del vehículo, junto con los circuitos de acondicionamiento de los sensores de fuerza y desplazamiento de la placa de medida y el control de potencia para la generación de impactos.

El equipo dispone de una medida precisa de distancia en obra al disponer de un encoder que envía un impulso cada centímetro y que se instala en una de las ruedas del vehículo.

Un software específico asegura el encadenamiento automático de los impactos así como la toma de datos sincronizada de las medidas. El software genera la curva continua esfuerzo-deformación y realiza el cálculo del módulo dinámico.

El operador dispone de un teclado para introducir los datos de los parámetros que identifican la obra y para controlar el registro del generador de impactos y el inicio del ciclo de ensayos. Las medidas y los cálculos se visualizan en la pantalla, se almacenan en memoria y se editan en una impresora que permite disponer al final de los ensayos en obra de los resultados obtenidos.

El sistema generador de impulsos y medida está sujeto sobre el chasis del vehículo de transporte, en la parte trasera de la cabina. Un gato hidráulico acciona el eje para permitir colocar el generador de impulsos sobre el lado izquierdo, al lado del operador. La energía hidráulica la proporciona una central constituida por una bomba doble, alimentada por la toma de fuerza de la caja de velocidad, un depósito de aceite y 2 electrodistribuidores para el control del movimiento

El modelo de Placa de carga dinámica Dynaplaque 2 presenta con respecto a las de las primeras generaciones las siguientes ventajas:

1- La medida directa del módulo dinámico se realiza a partir de los registros en función del tiempo de la fuerza aplicada y de la deflexión correspondiente.
2- El rango de medida se ha aumentado hacia el dominio de los rigideces más elevadas: el límite superior sube de 80 MPa en las antiguas hasta 250 MPa.
3- Aumento de la sensibilidad, ya que las medidas directas son independientes de las fluctuaciones de parámetros mecánicos o del entorno.
4- Mayor de la fiabilidad mecánica por simplificación del generador de impactos.

Las principales ventajas de funcionamiento que presenta el equipo son:

1- Puesta en obra simple y rápida por una sola persona.
2- Velocidad de toma de datos: veinte a treinta ensayos hora
3- Movilidad en obra y en carretera

4- Rapidez alta de intervención
5- Resultados explotables in-situ gracias a la toma de datos y al tratamiento informático.

En resumen, se puede afirmar que la placa de carga dinámica es a la placa estática, lo que el densímetro nuclear a la densidad por el método de la arena.

Al no existir especificaciones en la Normativa Española vigente, los esfuerzos de EUROCONSULT se están centrando, en esta primera fase, en correlacionar los valores obtenidos en los ensayos de placa de carga estática y dinámica, intentando discernir si estas correlaciones son función de la tipología de los materiales, o bien si cabe esperar una correlación directa entre los ensayos.

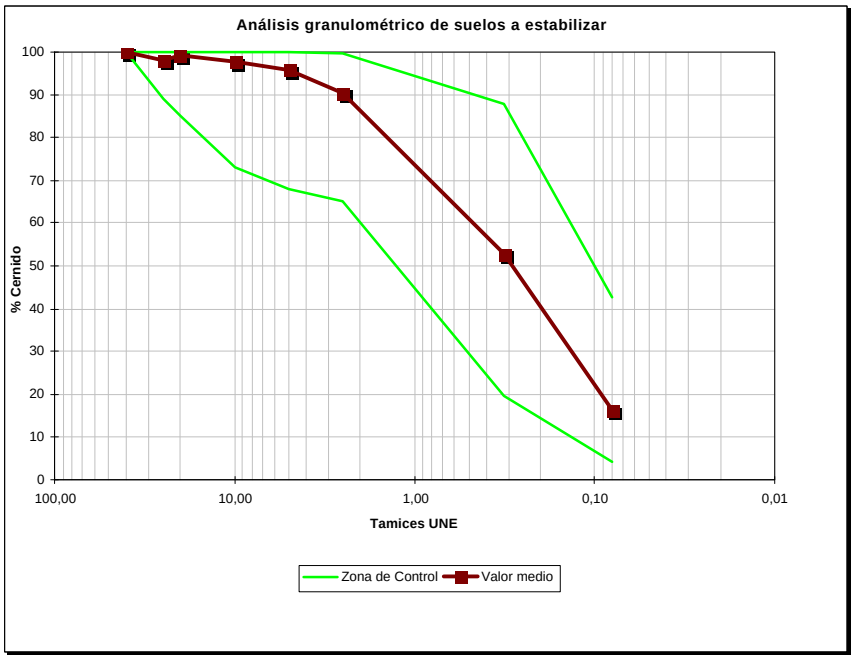
3. ACTUACIONES DE AUSCULTACIÓN DE EXPLANADAS ESTABILIZADAS CON CEMENTO

3.1 Estabilización de la explanada en la Plataforma Sur del Aeropuerto de Madrid-Barajas

Las obras de construcción de la Plataforma Sur del Aeropuerto de Madrid-Barajas abarcan una superficie en forma de trapecio, con una extensión aproximada de 170.000 m^2. La tipología de firme prevista en proyecto incluía una subbase de zahorra artificial de 25 cm de espesor, sobre la que se disponía una base de hormigón magro de 16 cm, y un pavimento de hormigón de 40 cm de HP-49. Este firme se dispondría sobre el terreno natural existente, que está compuesto por arenas limoarcillosas compactadas (suelos tolerables o adecuados) al 100 % PM, con lo que se obtienen unos índices CBR superiores a 20.

La dificultad para obtener un suministro continuo y homogéneo de zahorras artificiales, llevó al contratista de las obras a proponer un cambio de firme consistente en la sustitución de dicha capa de zahorra por la obtención de un espesor mínimo de 20 cm de S EST-3, mediante la estabilización con cemento de los materiales arenosos del terreno natural. La solución propuesta implicaba además la mejora en la calidad del hormigón del pavimento, pasando a un HP-52.

En la figura 3 adjunta, se pueden observar las características de los suelos a estabilizar.



	Próctor modificado		Límites de Atterberg			CBR		Clasificación	
	Densidad	Humedad	L. Líquido	L. Plástico	Indice Plasticidad	CBR	Hinchamiento	AASHTO	PG3
Valor medio	2,03	9,2	25,01	16,70	8,31	42	0,00	A-2-4	Selecc/Adecuado

Figura 3: Plataforma sur Aeropuerto Madrid-Barajas

El suelo estabilizado se formuló en base a la obtención de resistencias de 15 kp/cm^2, a los 7 días de edad, según lo indicado en las Normas NLT 305 y NLT 310. En estas condiciones se comprobó que se obtenían los resultados deseados con un 3,5% de cemento, ajustándose la dosificación de cemento en función del contenido de finos del suelo y de la plasticidad de éstos.

La estabilización se realizó por vía seca, utilizando un mezclador WIRTGEN WR 2500. La humedad de compactación se obtenía aportando el agua necesaria al material a estabilizar con carácter previo al paso del rotabator. El contenido de humedad se ha mostrado como una variable crítica en todo el proceso, condicionándose la ejecución de las estabilizaciones a que las humedades de los materiales a estabilizar se encontraran en el intervalo –0, +2% con respecto a la humedad óptima obtenida en el ensayo Proctor Modificado.

La compactación de las explanadas estabilizadas se realizaba mediante el paso de un rodillo mixto de 25 tn de peso estático, con vibración en alta frecuencia. Una vez alcanzado el grado de compactación exigido (100% PM), lo que se comprobaba mediante la toma de densidades por el método nuclear, se procedía al riego de la superficie con objeto de mantenerla húmeda durante los tres días siguientes a su ejecución.

La recepción de las explanadas estabilizadas se realizaba mediante la utilización de la Placa de carga dinámica. Como es sabido, para el cálculo de los firmes aeroportuarios se utiliza el módulo de reacción (Ks) de la explanada, obtenido como el módulo de reacción del ensayo de placa de carga estática de 762 mm (30 pulgadas) de diámetro.

Para la recepción de las explanadas estabilizadas se estableció un valor del módulo de reacción de 250 pci (libras por pulgada cúbica), equivalentes a un índice CBR de 20, obtenido a partir del módulo dinámico medido en el primer ciclo del ensayo con Placa de carga dinámica.

Por ello se buscaron correlaciones entre los valores de los módulos obtenidos mediante los ensayos dinámico y estático realizados sobre los materiales de la explanada, que permitieran deducir el valor de dicho módulo estático.

Se realizaron un total de 271 ensayos de placa de carga, distribuidos en el conjunto de la superficie de la plataforma, con objeto de proceder a la recepción de la misma. En aquellos casos en los que a partir del módulo dinámico obtenido se deducía que la explanada era rechazable, se procedía a la realización de nuevos ensayos de placa dinámica en el entorno de dichos puntos, con objeto de acotar la zona en la que era necesario proceder a la retirada de los materiales estabilizados, y a la reposición de la explanada con otros materiales tipo zahorra artificial, que no condicionaran la puesta en obra de la siguiente capa del firme.

En las figuras 4 y 5 adjuntas puede observarse la distribución estadística de los resultados obtenidos, así como los croquis de localización en planta de los ensayos.

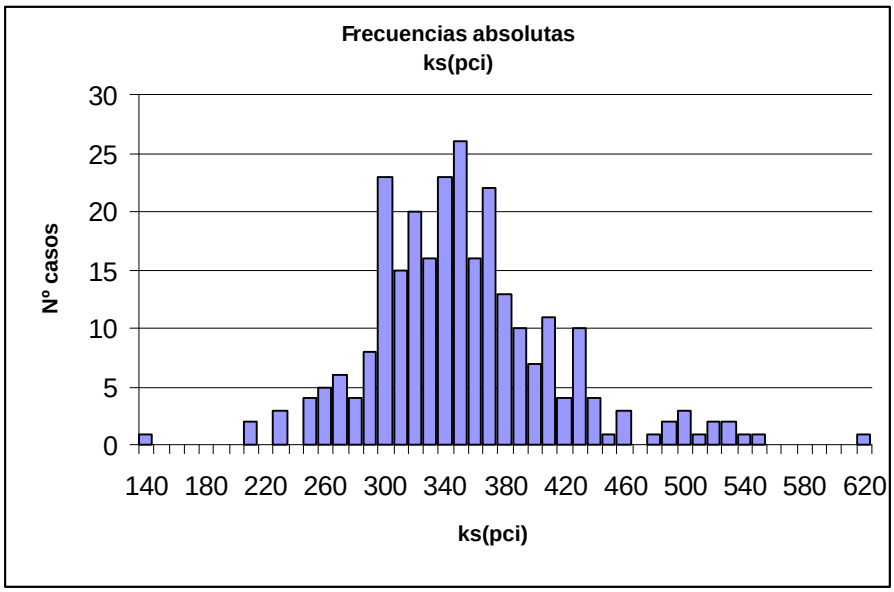


Figura 4: Plataforma Sur Aeropuerto Madrid-Barajas
Distribución estadística de los ensayos de placa de carga dinámica

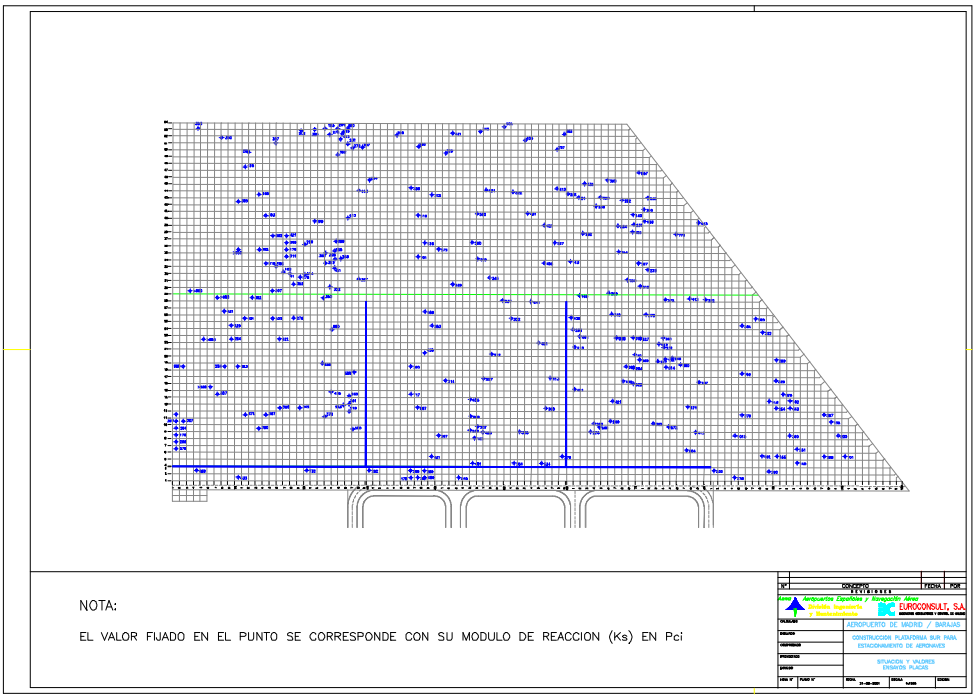


Figura 5: Plataforma Sur Aeropuerto Madrid-Barajas. Localización de los ensayos de placa de carga dinámica

3.2 Estabilización de explanada en la A-62. Tramo Cañizal-Salamanca

a) Descripción de la actuación realizada

Debido a la inexistencia en las proximidades de la traza de suelos que pudieran ser empleados como explanadas tipo E-2 ó E-3, se optó por la estabilización de materiales limoarenosos procedentes de préstamo. Las características de estos suelos se reflejan en la figura nº 6 adjunta. Como puede observarse se trata de suelos limoarenosos con clasificación de tolerable-adecuado según el PG-3. Los valores de los índices CBR eran claramente superiores a 10, si bien los suelos presentaban normalmente hinchamiento variable en dicho ensayo.

La dosificación de la mezcla de suelocemento se realizó en base a obtener una explanada tipo E-2 en una profundidad de 50 cm, constituida por una primera capa de 32 cm de suelo adecuado, y una segunda capa de 18 cm de este suelo adecuado, estabilizado in situ con cemento (S-EST 2). La exigencia de 18 cm de espesor de la estabilización venía condicionada por la necesidad de contar con un mínimo de 15 cm de suelo estabilizado, al comprobarse analíticamente la sensibilidad del firme al espesor de la capa de suelo estabilzado.

El mezclado del cemento y el suelo se ha realizado por vía seca y húmeda, en función del grado de humedad del suelo antes del mezclado. Se comprobó que los resultados obtenidos por vía húmeda eran más homogéneos y se obtenía un mayor rendimiento de los equipos y un menor consumo global de cemento.

b) Dificultades encontradas durante la puesta en obra

Debido a las características de los materiales, a la climatología o a otros factores externos, se pusieron de manifiesto algunas dificultades en el proceso de ejecución de la estabilización de

las explanadas, que se indican a continuación, reseñándose además la forma en que fueron abordadas dichas cuestiones:

– Falta de homogeneidad de los materiales extraídos para la estabilización

La explotación del préstamo puso de manifiesto que las características de los materiales existentes implicaban una mayor dificultad de puesta en obra, fundamentalmente por la presencia de terrones de tamaños variables, que dificultaban su colocación y compactación. Para conseguir los parámetros deseados, el extendido de los suelos en la primera capa de suelo adecuado, se llevaba a cabo mediante tractor sobre orugas que iba retirando las placas o bolos de gran tamaño y apartándolas hacia los taludes, aparte de conseguir un grado mayor de desmenuzamiento. Posteriormente se hacía pasar el equipo WIRTGEN WR 2500 para conseguir un adecuado desterronado (una pasada a velocidad de 6 y 10 m/min, según el estado del material), procediéndose luego a la compactación mediante rodillos lisos vibratorios de 20 t, y sellado y obtención de la densidad final mediante rodillo de neumáticos. Difícilmente se conseguía una densidad de compactación superior al 95% PM, obteniéndose valores del 98% PM tras varios días de hacer circular los camiones del movimiento de tierras sobre la capa extendida.

En la capa de material estabilizado, estas dificultades para la obtención del adecuado grado de compactación se veían incrementadas por el limitado plazo de trabajabilidad del material, lo que no permitía utilizar el tráfico de obra como elemento final de compactación. Por otra parte, si el grado de humedad del suelo era superior a la humedad óptima de compactación, se producía la formación de grumos en el mismo, perdiendo eficacia la disgregación a la que lo somete el equipo y obteniéndose una mezcla de partículas de gran tamaño envueltas por la lechada de cemento.

Esto obligó a fijar unos parámetros mínimos de densidad a obtener, y unas dosificaciones de cemento que eran función de los rangos de humedad natural obtenidos, que determinaban además la forma de ejecutar las estabilizaciones según lo indicado en la tabla 1 adjunta.

Tabla 1: Autovía A-62. Tramo Cañizal-Salamanca. Condiciones de estabilización

HUMEDAD ANTES DE ESTABILIZAR	CONTENIDO DE CEMENTO	Forma de estabilizar
< 7 %	4,0%	Vía seca/vía húmeda
7 – 11 %	4,5%	Vía seca/vía húmeda
11 – 13 %	5,0%	Vía seca/vía húmeda
13 – 15 %	5,5%	Vía seca
> 15 %	No se puede estabilizar	

– La absorción de humedad

Se observó en obra el efecto del agua sobre las capas de explanada estabilizadas sobre las que estaba circulando el tráfico de obra y que hasta el momento tenían un comportamiento altamente satisfactorio.

Por efecto de la compactación, las zonas superiores de la capa estabilizada eran más ricas en finos, lo que causaba la absorción de humedad, produciéndose un abombamiento y descompactación de la capa superior, que implicaba la pérdida de capacidad portante y la

ruina de la capa por la acción del tráfico. Se comprobó que el incremento de humedad afectaba a los 4 ó 5 centímetros superiores, en los cuales se observaba un aumento porcentual de la humedad de unos 5 puntos.

Se optó por prohibir el paso del tráfico de obra sobre las zonas estabilizadas durante el período de lluvias con objeto de evitar la destrucción de la capa estabilizada.

– Exceso de carga sobre la explanada estabilizada

En los períodos secos, dado el buen aspecto y comportamiento que presentaba la explanada, todo el tráfico pesado de obra comenzó a rodar sobre la misma, observándose la aparición de blandones y baches, debidos presumiblemente a la elevada carga de los elementos de transporte utilizados.

Como solución, se limitó la carga por eje que podía transitar sobre la capa estabilizada, observándose al poco tiempo la desaparición del problema.

c) Control y auscultación de la explanada

Además de los controles de dosificación del cemento y de las habituales comprobaciones topográficas, se llevaron a cabo en fase de obra las siguientes actuaciones encaminadas a tener datos de la totalidad del proceso:

– Densidad y humedad mediante sonda nuclear
– CBR de la mezcla (a 7 días de puesta en obra)
– Resistencia a compresión de la mezcla (a 7 días de puesta en obra)
– Medida de las deflexiones

Ya se han comentado las dificultades encontradas para conseguir la densidad exigida (95 % PM), y por ello se planteó la búsqueda de una densidad mínima a obtener que asegurara unos parámetros de resistencia y CBR aceptables. La aceptación final de los tramos se llevaba a cabo mediante la auscultación de los mismos con CURVIAMETRO MT-15.

En primer lugar se midieron las deflexiones que se obtenían al paso del curviámetro sobre una zona en terraplén, una vez extendidos los 50 cm de explanada, pero antes de estabilizar ésta. Se comprobó que las deflexiones normalizadas que se obtenían eran bastante homogéneas y del orden de 200 (1/100 mm).

Al medir las deflexiones sobre la explanada ya estabilizada, se obtuvieron datos mucho menos homogéneos de la deflexión (se deducían módulos de elasticidad que variaban entre 500 y 30.000 kp/cm2). No obstante, sí era posible detectar tramos donde las deflexiones sí eran homogéneas, discriminando con otras zonas en las que era presumible la existencia de fallos puntuales que determinaban la necesidad de actuar. Sin embargo, no fue posible obtener ninguna relación plausible entre densidad y deflexión.

Por ello, a la vista de la dispersión obtenida en los valores de los módulos de la explanada estabilizada, se optó por la recepción de la explanada estabilizada en base a la deflexión obtenida al paso del eje de 13 toneladas del CURVIÁMETRO. Para determinar el valor exigible a dicha deflexión se realizó un cálculo analítico sobre un modelo tricapa constituido por los 18 cm de S-EST, 32 cm de Suelo Adecuado y la capa de terraplén o desmonte de suelo

tolerable considerada infinita. El valor deducido del modelo de cálculo fue de 185 (1/100 mm). Se fijó un valor de la deflexión característica para la aceptación de las explanadas de 150 (1/100mm).

El resumen de los resultados obtenidos es el siguiente:

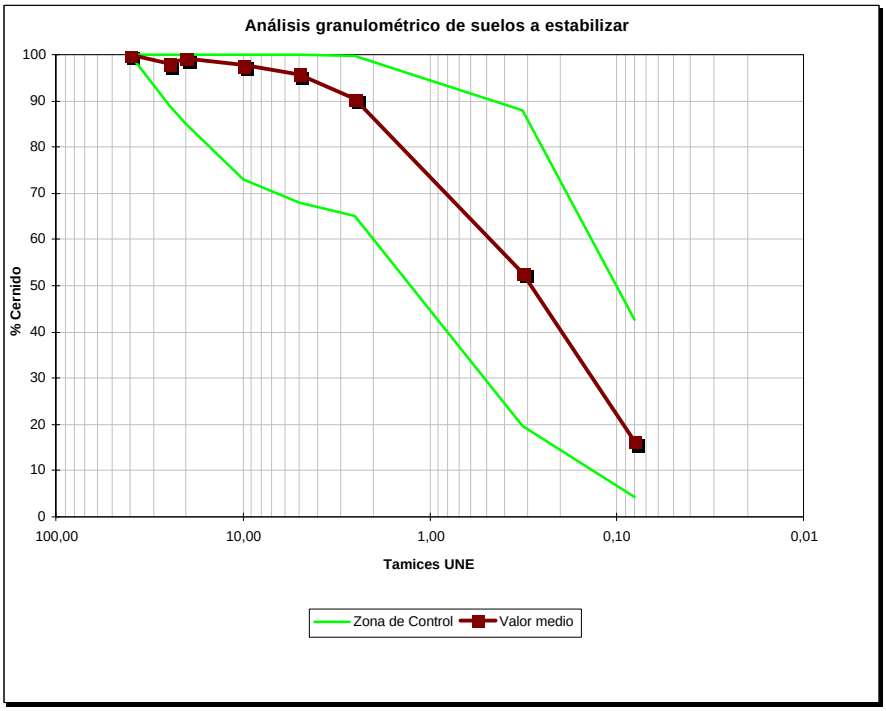
Tabla 2: Autovía A-62. Tramo Cañizal-Salamanca. Resumen resultados deflexión explanada estabilizada

	DEFLEXIÓN CARACTERÍSTICA 1/100 mm
VALOR MÁXIMO	221
VALOR MEDIO	112
VALOR MÍNIMO	59
DESV. STANDARD	33
COEF. VARIACIÓN	29

Hasta el día de hoy el comportamiento del firme de la autovía desde el punto de vista estructural ha sido altamente satisfactorio. Los valores del Índice de Regularidad que se obtuvieron a la recepción de la obra y que se recogen en la tabla 3 adjunta, se han visto confirmados en una nueva medición realizada a los dos años de la puesta en servicio del tramo. En la figura 7 adjunta puede observarse la repetitividad de las mediciones realizadas con APL en los carriles de la autovía.

Tabla 3: Autovía A-62. Tramo Cañizal-Salamanca. Valores del IRI a la recepción de la obra (Jul.99)

Carretera	Itinerario	Tramo	Calzada	Carril	>1,5%	>2,0%	>2,5%	>3,0%
1	Cañizal-Salamanca	1	1	1	0.53	0.06	0.00	0.00
				3	0.27	0.00	0.00	0.00
	Salamanca -Cañizal		2	2	0.00	0.00	0.00	0.00
				4	0.62	0.29	0.00	0.00



	Próctor modificado		Límites de Atterberg			CBR		Equivalente de arena	Clasificación	
	Densidad	Humedad	L. Líquido	L. Plástico	Indice Plasticidad	CBR	Hinchamiento		AASHTO	PG3
Valor medio	1,94	10,8	32,02	23,6	8,42	31,5	0,94	20,59	A-2-4	Adecuado

Figura 6: A-62. Tramo Cañizal-Salamanca. Granulometría de los suelos a estabilizar

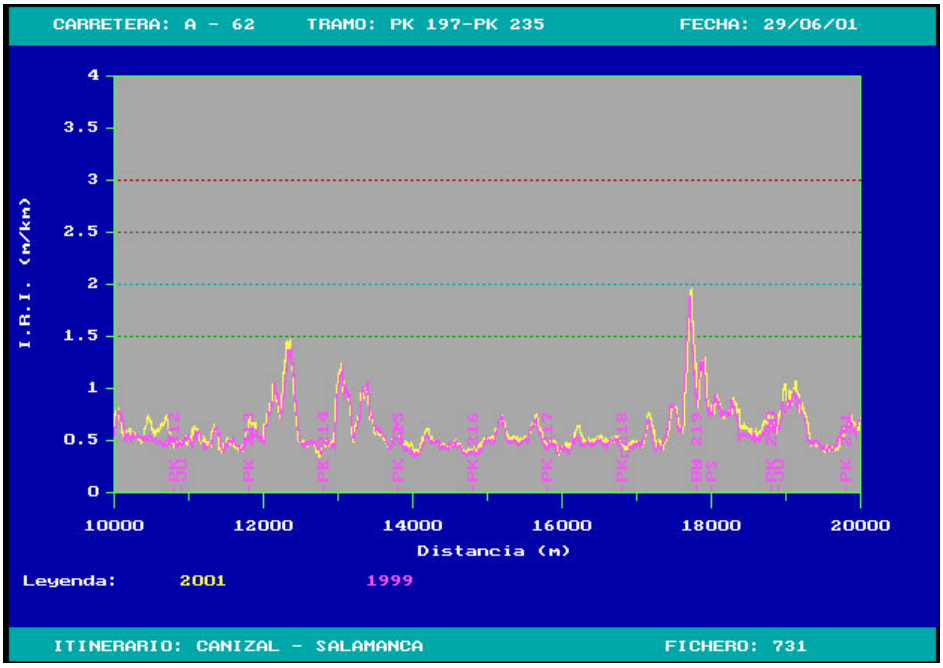


Figura 7: A-62. Tramo Cañizal-Salamanca. Variación del IRI entre la puesta en servicio (1999) y la actualidad (2001)

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

COMPORTAMIENTO A LARGO PLAZO Y CONSECUENCIAS ECONÓMICAS Y MEDIOAMBIENTALES DEL EMPLEO DE RESIDUOS PELIGROSOS ESTABILIZADOS COMO MATERIAL DE SUBBASE

LONG TERM BEHAVIOUR, ENVIRONMENTAL LOAD AND FINANCIAL CONSEQUENCES OF STABILISED HAZARDOUS WASTE USED AS SUB-BASE MATERIAL

Ir. F.Felix
PhD.-student
Faculty of Civil Engineering and Geosciences
Department of Materials Science
Delft University of Technology
P.O.Box 5048, Delft, The Netherlands
f.felix@citg.tudeflt

Dr. Ir. A.L.A. Fraaij
Department of Materials Science

Prof. Dr. Ir. Ch.F.Hendriks
Department of Materials Science

RESUMEN

La sustitución de los materiales “tradicionales” para subbases por residuos, por ejemplo residuos peligrosos estabilizados, puede ser beneficiosa. Para decidir cuál es el destino más conveniente para un residuo es conveniente contar con un Sistema de Ayuda a la Decisión (DSS). Las investigaciones llevadas a cabo en la Universidad Tecnológica de Delft han dado como resultado el desarrollo del Sistema de Ayuda a la Decisión “MAATSTAF” (=STANDARD) para residuos peligrosos estabilizados/solidificados. Este DSS selecciona alternativas efectivas para residuos peligrosos, incluyendo las posibles aplicaciones de los mismos. La parte más importante del DSS es el criterio de *comportamiento a largo plazo*, que calcula la liberación de los compuestos peligrosos en el lugar de la obra debido a factores de degradación. Por ello, se llevan a cabo ensayos de durabilidad y lixiviación sobre los lodos de la depuración industrial, los lodos no estabilizados y los materiales de subbase tradicionales. Además de éstos, el DSS incluye criterios de *impacto medioambiental* y *consecuencias económicas* durante toda la vida, lo que significa, respectivamente, una Evaluación de Ciclo de Vida y un Coste de Ciclo de Vida.

La evaluación STANDARD se realiza sobre: la aplicación de los lodos de la depuración industrial estabilizados/solidificados (alternativa 1), el depósito de lodos de la depuración industrial (alternativa 2) y el depósito de los mismos estabilizados/solidificados (alternativa 3). Los resultados muestran que la tercera opción no es viable. Para cada conjunto de prioridades, la alternativa 2 es preferible a la 3. Si se considera que las consecuencias económicas tienen una gran importancia, entonces la alternativa 1 es preferible a la 2. En otras circunstancias es la alternativa 2 la más deseable de acuerdo con los datos de esta evaluación. Un análisis de sensibilidad no altera estas conclusiones.

ABSTRACT

In some cases there is no agreement about the financial and environmental ‘costs’ and ‘benefits’ in the replacement of ‘traditional’ sub-base materials by stabilized wastes. A Decision Support System might help choosing between the use of a traditional building material or a stabilized hazardous waste as sub-base material. Research at Delft University of Technology resulted in the Decision Support System ‘MAATSTAF’ (=STANDARD) for stabilized/solidified hazardous wastes. This DSS selects effective alternatives for hazardous wastes, like useful application as a sub-base material. Most important part of the DSS is the criterion *Long Term Behaviour*, which calculates the release of hazardous components due to degradation factors at the building site. Therefore, leaching and durability tests are carried out on stabilized and non-stabilized industrial purification sludge and traditional sub-base material. Besides that, the DSS contains the criteria *Environmental Load* and *Financial Consequences* with means respectively a Life Cycle Assessment and a Life Cycle Costing.

The assessment STANDARD is carried out on: the useful application of Stabilized/Solidified-industrial purification sludge (alternative 1), dump of industrial purification sludge (alternative 2) and dump of Stabilized/Solidified-industrial purification sludge (alternative 3). The results show that for each set of priorities, alternative 2 is more preferable than alternative 3. If Financial Consequences are thought to be of great importance, alternative 1 is preferable

above alternative 2. In other cases alternative 2 is the most desirable according to the output data of this assessment. A sensitivity analysis does not change these conclusions.

PALABRAS CLAVE

Estabilización, lodos, lixiviados, medioambiente, económico, evaluación.

KEY WORDS

Stabilization, sludge, leaching, environment, financial, assessment

1 INTRODUCTION

In the Netherlands, the technique of stabilization/solidification (S/S) of hazardous wastes is fully tested in the past few years (12). Two promising S/S-techniques are: mix the waste with cement and melt/crystallize the waste (4,6). These techniques enable the waste owner to sell the S/S-treated waste and/or dump the material on a cost saving landfill. However, dumping the hazardous waste on a landfill or usefully apply the S/S-waste is hardly systematically compared with each other upon environmental damage, Long Term Behaviour and Financial Consequences. Moreover, these comparisons are not easy to interpret. So, although the technique is quite known, waste owners have to deal with uncertain release of components in the future and unknown Environmental Load (8). Because of this diffuse, incomplete and complex information a DSS for S/S-wastes is presented. The DSS may contribute to an efficient and clear decision making process.

2 INTRODUCTION IN THE DSS 'STANDARD'

Decisions in waste management aim at maximizing the benefits of the destination of a waste and minimizing the costs. Three fundamental objectives of benefits and costs are selected for the development of the DSS:

1. maximize financial benefits;
2. minimize environmental damage;
3. minimize release of hazardous components.

A number of alternatives are available to achieve these objectives. However, none of them will dominate in each case on all the perspectives.

The system will clarify the facts and values at stake and supports decision-makers by given attributes to 'calculate' and compare the Environmental Load, Long Term Behaviour and Financial Consequences of certain alternatives. The decision support system thereby gives rise to the challenge of integrated waste management (7).

An evaluation with STANDARD contains the input of data over the three phases:

- phase k: treatment of the waste;
- phase l: application of the sub-base material;
- phase m: end of the life cycle.

The input will lead to an output on the three criteria. The calculations for these criteria are present in the model. A schematic presentation of STANDARD is given in the next figure, figure 1. In the next paragraphs the criteria are described in more detail.

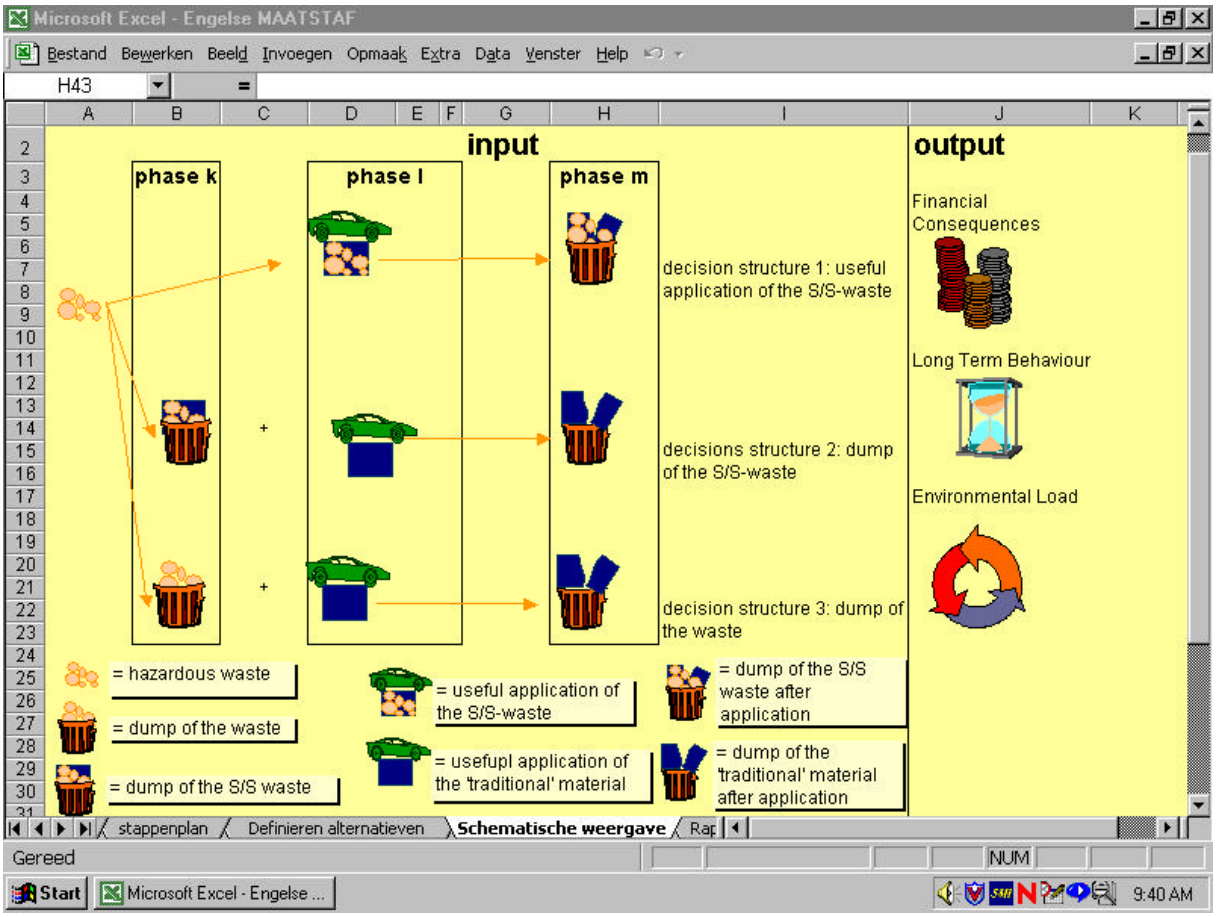


Figure 1: schematic presentation of STANDARD

3 SELECTION OF RELEVANT CRITERIA

Relevant criteria are selected firstly from a demand for (transparency of) information and secondly from the main ‘costs’ and ‘benefits’. Reason for this approach is that decision makers want information about the ‘costs’ and ‘benefits’ of the alternatives. Not only financial costs and benefits are meant, but all costs and benefits important for the decision maker.

S/S-treatment of hazardous wastes often aims at reducing the amount of final waste and/or reducing the use of primary materials. Contrary, environmental costs are made, like energy consumption or use of primary materials. In general, S/S-wastes have some environmental costs and benefits. However, decision makers experience a lack of insight into consumption of (non)renewable natural resources and the release of pollutants into air, soil and water (8). Therefore, one criterion of the DSS is minimization of Environmental Load.

Besides reducing the amount of final waste, S/S-treatment of hazardous wastes is meant to reduce the leaching of hazardous components at the site and in time to an acceptable level (5).

This benefit of S/S-treatments is different from the minimization of Environmental Load because the benefit is time dependent. For example, leaching of Copper may not have a high Environmental Load, from a global point of view, but may be unacceptable when it occurs a short time after application of the S/S-waste. Besides that, changes in leaching behaviour after demolition of the S/S-waste in a civil work is often neglected, while a considerable increase of leaching can be expected. At this time, a suitable evaluation method for the long term leaching of S/S-wastes is not available for decision makers (8). Therefore, a newly developed evaluation tool with means of a life time prediction procedure will be presented.

3.1 Long Term Behaviour (LTB)

A new tool was developed for the evaluation of release of contaminants out of the S/S-waste and the untreated waste due to degradation factors, based on life time prediction procedures, the Dutch Building Material Decree (DBMD) and existing and accepted durability tests. Life time prediction procedures aim at choosing the best durability tests in order to predict the life time of a building material at specified application conditions (15). From this procedure a freeze/thaw-resistance test (RILEM 4CDC3) was selected. This test is supposed to simulate the most important degradation of sub-base materials (5, 14). Because the material is covered and thereby isolated from rainfall and wind, other conditions, like erosion and wet/dry, are less likely to occur (13). The results of the durability and leaching tests are normalized by the standards for contamination of the soil from the Dutch Building Material Decree (11). This decree is also used for the determination of the emission from the building material to the soil.

Long Term Behaviour is based on the assumption that loss of material and emission can both lead to contamination of the soil. They both depend on the resistance of the material to degradation factors, the conditions during application or during dump and the characteristics of the material (15). The tool Long Term Behaviour provides equations to calculate the time dependent transfer of contaminants due to material loss (see equation 1) and the time dependent immission of contaminants, related to the emission of the material (see equation 3). Therefore, the results of the freeze/thaw-test is transformed to an estimated degradation per year by means of a durability factor (see equation 2). Immission is defined by the Dutch Building Material Decree as the uptake of components into the soil.

$$MT_{tot,k} = \frac{\sum_{r=1}^{R}\sum_{t=o}^{t_k} M_{act(t-1)}(1-\sum_{n=1}^{N} D_k * \Delta m) * f_{i,k} * A_r * \sum_{n=1}^{N} D_k * \Delta m}{M_{act,0} * \sum_{r=1}^{R} St_r} \quad [1]$$

$$D_k = \frac{0.006}{e * h * (S_{crit} - S_{ini})} \quad [2]$$

$$I_{tot,k} = \frac{\sum_{r=1}^{R} 2 * E_{64,d} * 0.7 * 15 * \sqrt{f_{wet} * f_i}\,(t_k \sqrt{t_k})}{30 * \sum_{r=1}^{R} I_{\max,r}} \quad [3]$$

$MT_{tot,k}$ = total mass transfer during phase k (year)

r = component r (-)

R = amount of components (-)

t = time (year)

t_k = time scale phase k (year)

$M_{act,(t)}$ = actual mass of the waste / building material at t (kg)

D_k = durability factor for the freeze/thaw-test phase k (-)

Δm= loss of material due to the freeze/thaw test (kg/kg)

$f_{i,k}$ = isolation factor phase k (-)

A_r = availability component r (mg/kg)

St_r = Dutch composition standard for soil component r (mg/kg)

e = vacuüm porosity of the material (-)

h = hight of the application (m)

S_{crit} = degree of criterial saturation of the material (-)

S_{ini} = degree of initial saturation of the material (-)

$I_{tot,k}$ = total immission during phase k (year)

$E_{64,d}$ = emission after 64 days, detected with the stand leaching test (mg/m^2)

f_{wet} = wetting factor phase k (-)

$I_{max,r}$ = Dutch standard for maximum immission of building materials into soil (mg/m^2)

For each phase the above mentioned equations have to be carried out. As long as the value of MT_{tot} and I_{tot} for phase k, l or m doesn't exceed the total available amount of components in the initial product, MT and I are added for each phase. This leads to the total release of components during the different phases of one alternative (see equation 4).

$$LTB = MT_{tot,k} + MT_{tot,l} + MT_{tot,m} + I_{tot,k} + I_{tot,l} + I_{tot,m} \quad [4]$$

LTB= long term behaviour (year)

$MT_{tot,l}$ = total mass transfer during phase l (year)

$MT_{tot,m}$ = total mass transfer during phase m (year)

$I_{tot,l}$ = total mass transfer during phase l (year)

$I_{tot,m}$ = total mass transfer during phase m (year)

3.2 Environmental Load (EL)

Life Cycle Assessments (LCA) can be used to rank products in order of environmental merit and may be useful for our case (10). The goal of a LCA based product evaluation is to select, in a systematic way, the product with the lowest environmental burden from a group of products. In the Netherlands, an acceptable and promising LCA is Sima Pro (2). It is a

computer based programme and contains 14 environmental impacts that are thought to be generally acknowledge problems. Relative weight of these impacts is determined by the Dutch environmental burden. Each part of the life cycle has his own boxes, namely: assembly, life cycle, disposal scenario, disassembly and reuse. The database of Sima Pro is used for this case. Disadvantage of Sima Pro for our case is an overlap between the criterion Long Term Behaviour and Environmental Load. In Sima Pro, leaching at the disposal site is taken as an environmental impact. Hence, the disposal scenario of Sima Pro – where leaching is the main environmental impact – is neglected in our case. Because assemssent methods are not available, the effect of the use of scarce space for the dumping material is also neglected.

3.3 Financial Consequences (FC)

The tool Financial Consequences is determined with means of a life cycle costing (3). This means that the costs and income during the life cycle of the alternatives are taken into consideration. A common approach to do this is the present value method. The present value of all incomes and costs during the life cycle of the product are calculated by the following equation.

$$PV = \sum_{t=0}^{t_k} \frac{I_t - C_t}{(1+i)^t} \qquad [5]$$

PV = present value (-)

I_t = income at t (euro)

C_t = cost at t (euro)

i = interest (-)

T = life cycle (year)

3.4 Assessment among three criteria

The assessment of alternatives among the three criteria is based on the calculation of the effect scores. The scores of different alternatives are divided by the total scores of all criteria, see Table 1 (1).

Table 1: effect scores for the three criteria and for three alternatives

	LTB	EL	FC
Alternative 1	$\frac{LTB_1}{LTB_1 + LTB_2 + LTB_3}$	$\frac{EL_1}{EL_1 + EL_2 + EL_3}$	$\frac{FC_1}{FC_1 + FC_2 + FC_3}$
Alternative 2	$\frac{LTB_2}{LTB_1 + LTB_2 + LTB_3}$	$\frac{EL_2}{EL_1 + EL_2 + EL_3}$	$\frac{FC_2}{FC_1 + FC_2 + FC_3}$
Alternative 3	$\frac{LTB_3}{LTB_1 + LTB_2 + LTB_3}$	$\frac{EL_3}{EL_1 + EL_2 + EL_3}$	$\frac{FC_3}{FC_1 + FC_2 + FC_3}$

So, the result of an assessment with STANDARD is a weighted score of the alternatives among the three criteria. Which alternative is mostly preferred depends on the priorities of the decision makers (7).

4 EVALUATION OF STANDARD BY THREE ALTERNATIVES

In the next paragraphs the decision tool is illustrated with three alternatives for industrial purification sludge. In this paragraph the three alternatives are given. The choice of the assessed alternatives is based on realistic but extreme conditions. After S/S-treatment of a waste two main options are possible: the material can be dumped on a landfill or the material can be usefully applied. If the material is dumped, another primary building material is used in order to achieve the same conditions. This material is 'traditional' sub-base material, sand stabilised with cement. Another possibility is to directly dump the waste and use the same 'traditional' sub-base material. So, the following three alternatives are part of the assessment, see table 2.

Table 2: three alternative destinations for industrial purification sludge

	Alternative 1 Useful application of the S/S-waste	**Alternative 2 Dump of the waste**	**Alternative 3 Dump of the S/S-waste**
Phase k:			
S/S-treatment	Stabilisation/ solidification of the waste		Stabilisation/ solidification of the waste
Dump on a disposal		Dump of the waste	Dump of the S/S-waste
Phase l:			
Application material	S/S-waste	sand stabilised with cement	sand stabilised with cement

5 FUNCTIONAL UNIT

The evaluation contains the assessment of three alternatives for industrial purification sludge. The S/S-treated material, if usefully applied, is used as sub-base material. If the waste is not used as a building material (alternative 2 and 3) another material has to fulfil the same conditions as the S/S-sludge. It is assumed that this takes the same amount of sans stabilised with cement as the amount of S/S-sludge applied in alternative 1.

The functional unit considered is: *using 310 ton building material (primary or secondary through S/S-treatment) as sub-base material during 50 years and get rid of 344 ton industrial purification sludge.*

4 INPUT DATA

The input data are gathered from experiments on leaching and durability tests carried out on the untreated and the S/S-treated sludge and from analysis of the process. The applications conditions are set by the researchers itself. The interest is set at 3 %. There are no yearly costs, all costs are initially made. Materials used are mainly cement or sand stabilised with cement.

Table 3: input data alternative 1 'Useful application of the S/S-waste'

	Phase k (treatment)	Phase k (dump)	Phase l (application)
Application conditions			
Hight (m)	-	-	0.50
Volume (m^3)	-	-	97
Duration (year)	-	-	50
Use of sources			
Transport (km)	5	-	98
Materials (kg)	86,000	-	-
Energy (kJ)	100,000	-	-
Durability factors (see equation 2)			
Freeze/thaw (-)	-	-	1.4
Insulation (-)	-	-	1
Wetting (-)	-	-	1
Material loss (see equation 1)			
Freeze/thaw (kg/kg)	-	-	0.0064
Emission (see equation 3)			
Barium (mg/m^2)	-	-	0.0686
Copper (mg/m^2)	-	-	0.0887
Zinc (mg/m^2)	-	-	0.0486

Table 4: input data alternative 2 'Dump waste'

	Phase k (treatment)	Phase k (dump)	Phase l (application)
Application conditions			
	-	See alternative 1, phase l (application)	See alternative 1, phase l (application)
Use of sources			
Transport (km)	-	251	74
Materials (kg)	-	-	310,000
Energy (kJ)	-	-	-
Durability factors			
Freeze/thaw (-)	-	-	See alternative 1, phase l (application)
Insulation (-)	-	0.1	
Wetting (-)	-	0.1	
Material loss			
Freeze/thaw (kg/kg)	-	-	0.00005
Emission			
Ba (mg/m^2)	-	73	0.05
Cu (mg/m^2)	-	86	0.02
Zn (mg/m^2)	-	480	0.02

Table 5: input data alternative 3 'Dump of the S/S-waste'

	Phase k (treatment)	Phase k (dump)	Phase l (application)
Application conditions			
	-	See alternative 1, phase l (application)	See alternative 1, phase l (application)
Use of sources			
	See alternative 1 phase k (treatment)	See alternative 2 phase k (dump)	See alternative 2 phase k (application)
Durability factors			
		See alternative 2 phase k (dump)	See alternative 1, phase l (application)
Material loss			
Freeze/thaw (kg/kg)	-	See alternative 1, phase l (application)	See alternative 2, phase l (application)
Emission			
		See alternative 1, phase l (application)	See alternative 2, phase l (application)

5 OUTPUT

From the input data, the equations given in paragraph 3.1 and the database of Sima Pro the following output is calculated.

Table 6: output of STANDARD for the three alternatives

	Long Term Behaviour		Environmental Load	Financial Consequences
Alternative 1				
Phase k (treatment)	-		$3.8*10^{13}$	€21,000
Phase l	MT_{tot} I_{tot}	56 0.057	14,840.63	€480
Total	**56**		**$3.8*10^{13}$**	**€21,000**
Alternative 2				
Phase k (dump)	MT_{tot} I_{tot}	- 9	42,000	€1,000
Phase l	MT_{tot} I_{tot}	510 0.012	270,000	€300,000
Total	**520**		**300,000**	**€300,000**
Alternative 3				
Phase k (treatment)	-		$3.8*10^{13}$	
Phase k (dump)	MT_{tot} I_{tot}	6,900 0.003	42,000	€22,000
Phase l	MT_{tot} I_{tot}	500 0.012	270,000	€300,000
Total	**7,400**		**$3.8*10^{13}$**	**€320,000**

The following table illustrates the effect scores of the three alternatives, calculated from the data above and table 2.

Table 7: effectscores of the three alternatives

	LTB	EL	FC
Alternative 1	0.88	0.50	0.03
Alternative 2	0.01	0.00	0.47
Alternative 3	0.11	0.50	0.49

A high performance on a criteria means high costs for the criteria relative to the other alternatives. From this table it can be concluded that alternative 3 is in no case more preferable than alternative 2. On each criterion, alternative 3 exceeds alternative 2 or is of the same magnitude. Therefore, the decision should concentrate on alternative 1 and 2. Alternative 1 is preferable if Environmental Load and Long Term Behaviour are thought to be of less importance than Financial Consequences. Otherwise, alternative 2 seems to be the best alternative. However, due to uncertainty in input data, these conclusions may change. The next paragraph describes the sensitivity analysis, `used to determine the correctness of these conclusions.

5.1 Sensitivity analysis

The input data are based on certain assumptions. For example the assumption is made that the treatment site is 5 km away from the production of the waste. Moreover, material loss of the S/S-waste after freeze/thaw-conditions is thought to be 0.0064 kg/kg. A sensitivity analysis is carried out to select the most important factors in the assessment of the three alternatives. If one factor has a high contribution to the overall score of one criteria, the height and the uncertainty of that specific criteria does highly influence the output. Other criteria are from less importance for the final decision. If a factor varies more than 1 % from the initial output of one alternative after decreasing the input with 50 %, this factor is given in the following table.

Table 8: sensitivity analysis for the change in Long Term Behaviour

	Alternative 1	Alternative 2	Alternative 3
Reduction of 50 % Δm kg/kg	46 %	49 %	50 %
Reduction of 50 % D_k	46 %	49 %	50 %
Reduction of 50 % A_r	50 %	49 %	50 %

Table 9: sensitivity analysis for the change in Environmental Load

	Alternative 1	Alternative 2	Alternative 3
Reduction of 50 % kJ energy for treatment	50 %	0 %	50 %
Reduction of 50 % km transport from release to treatment	0 %	7 %	0 %
Reduction of 50 % km transport from treatment to application site	0 %	2 %	0 %

Table 10: sensitivity analysis for the change in Financial Consequences

	Alternative 1	Alternative 2	Alternative 3
Reduction of 50 % km transport from release to treatment	0.06 %	2 %	2 %
Reduction of 50 % km transport from treatment to application site	2 %	0.06 %	0.06 %
Reduction of 50 % kJ energy for treatment	51 %	0 %	3 %
Reduction of 50 % kg material for application	0 %	50 %	47 %
An interest value of 6 % instead of 3 %	3 %	3 %	3 %
An interest value of 1,5 % instead of 3 %	1.5 %	1.5 %	1.5 %

The following reductions in the input data can not change the relative effect scores, see the scores in Tabel 8 till 10:

- Reduction of km transport, because of the low impact on the total effect scores Environmental Load and Financial Consequences;
- Reduction of kJ energy, because of the extremely high contribution of energy consumption of alternative 1 and 3. If the Environmental Load of both alternatives decreases with 50%, they are still far more than the Environmental Load of alternative 2;
- Reduction of the material used for treatment, because of the minor impact of this reduction on the effect scores;
- Reduction of the material used for application, because reduction of materials for application doesn't make alternative 3 more preferable than alternative 2. On the contrary, the difference between the Environmental Load of alternative 1 and 2 stays very high, despite such a reduction;
- The effect on the criterion Long Term Behaviour of material loss after freeze/thaw-conditions, the durability factor for the freeze/thaw-test and the availability of the components is for each alternative almost the same, namely a reduction of the LTB of each alternative with approximately 50 %. Effect scores based on the reduction of 50 % of one of the factors, results in the same effect scores as in Table 7;
- An increase or decrease of the interest value till 6 % respectively 1.5 % doesn't change the relative difference between the scores on Financial Consequences.

6 CONCLUSIONS

From the data above (both output data and sensitivity analysis) it can be concluded that dump of Stabilized/Solidified-purification sludge is not effective compared to dump of the waste material itself. All three criteria, Environmental Load, Financial Consequences and Long Term Behaviour are from the same magnitude or higher for alternative 2 than for alternative 3. The alternative dump of the sludge and application of a primary material is always preferable above dump of the S/S-sludge and application of the same building material, following from this assessment.

So, there are two alternatives left that can not be ranked without priorities given to the criteria: useful application of S/S-sludge and dump of the untreated sludge. The main

advantage of the application of the S/S-sludge is the low costs, due to the replacement of a primary building material. A disadvantage is the relative high release of hazardous components into the environment, calculated with the tool Long Term Behaviour. If only Financial Consequences are at stake, alternative 1 is the most preferable in this case.

Contrary, if Financial Consequences are thought to be of less importance, the best alternative is to dump the waste directly and to use 'traditional' sub-base material. The release of hazardous components is low as is the Environmental Load of this alternative. So, what the best alternative is, depends on the priorities decision makers will give to the criteria in a certain case.

From the sensitivity analysis it can be concluded that varying the input data has very little influence on the outcome of the assessment. When the assessment method is accepted and the input data is thought to be complete, the output data should also be taken for granted.

REFERENCES

(1) Beroggi, G.E.G., *'Decision modeling in policy management, an introduction to the analytic concepts'*, School of Systems Engineering, Policy Analysis, and Management, Delft University of Technology, Delft, 1997

(2) Betonplatform, *'Betonscript 1998, versie 4.0 in Simapro'*, Den Bosch, 1998

(3) Bull, J.W., *'Life Cycle Costing for Construction'*, Blackie Academic & Professional, London, 1993

(4) Conner, J.R., *'Chemical fixation and solidification of hazardous waste'*, Van Nostrand Reinhold, New York, 1990

(5) CUR-rapport 93-6, *'Beoordeling van immobilisaten, een voorstel voor criteria en test-methoden'*, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda, 1993

(6) Felix, F., Fraaij, A.L.A. Fraaij, Hendriks, Ch.F., 'Inorganic immobilisation of waste materials', In: *Waste Materials in Construction, Putting Theory into Practice*, Elsevier, Amsterdam, 1997

(7) Felix, F., Nijboer, M.H., 'Decision making in Environmental Management, In: *the Greening of Industry, seventh International Conference'*, Rome, 1998

(8) Felix, F., e.a., *'Immobilisatie: een betere beslissing?'*, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda, 1999

(9) Felix, F, Fraaij, A.L.A., Hendriks, Ch. F., 'Assessment of the leaching due to degradation factors of stabilised/solidified waste materials, In: *Waste Materials in Construction, Science and Engineering of Recycling for Enviromental Protection'*, Pergamon, Amsterdam, 2000

(10) Goedkoop, M., *'De Eco-indicator 95, Eindrapport'*, Nationaal Onderzoekprogramma Hergebruik van Afvalstoffen, 1995

(11) Hendriks, Ch.F., Bijen, J.M.J.M., Felix, F., *'Duurzame Bouwmaterialen'*, Uitgevrij Aeneas, Eindhoven, 1999

(12) Novem, *Projectenoverzicht T2000 augustus 1999'*, Utrecht, 1999

(13) Programma Ontwikkeling Saneringsprocessen Waterbodems, *'Inventariserend onderzoek naar "state of the art" van immobiliseren'*, Directoraat Generaal Rijkswaterstaat, Lelystad, 1990

(14) Schuiling, O., e.a., *'Handleiding voor het beoordelen van immobilisaten'*, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda, 1995

(15) Stichting Postacademisch Onderwijs Civiele Techniek en Bouwtechniek, *'Cursus-map duranica'*, PAO, Delft, 1993

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADOIN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTUDIO DE LA FORMACIÓN DE COMPUESTOS HIDRÁULICOS EN SUELOS ARCILLOSOS ESTABILIZADOS CON CENIZAS VOLANTES Y CEMENTO

A STUDY OF THE HYDRAULIC PRODUCTS FORMATION IN STABILISED CLAY SOILS CONTAINING FLY ASH AND CEMENTS

V. Kasselouri-Rigopoulou
Associate Professor -National Technical University of Athens
9, Iroon Polytechniou str.
15773-Athens-Greece
vasrig@ central.ntua.gr

S. Kolias
Associate Professor-National Technical University of Athens
5, Iroon Polytechniou str.
15773-Athens-Greece
skolias@central.ntua.gr

J.Katsoulis
Chemical Engineer
25, Roumelis str.
15773-Athens-Greece

A.Karahalios
Civil Engineer
51 Charocopou str.
17671-Athens-greece
soulis_karah@yahoo.com

RESUMEN

Este trabajo experimental hace referencia a la formación de diferentes compuestos hidráulicos en suelos arcillosos estabilizados con cenizas volantes con alto contenido en cal y cemento. Se mezclaron muestras de suelos arcillosos con cenizas volantes con un contenido de cal del 10%, añádiéndose en algunas de ellas un 4% de cemento Portland. Todas las mezclas se analizaron por Difractometría con rayos X (XRD) y Termogravimetría (TG-SDTA) a 3, 7, y 28 dias y, posteriormente, a 3, 6 y 9 meses. Los compuestos hidráulicos detectados son los derivados de la reacción de la cal contenida en las cenizas volantes con los componentes del suelo arcilloso, de la hidratación de los compuestos silico-aluminoso-cálcicos de las cenizas volantes asi como los procedentes de la hidratación del cemento añadido. Con el transcurso del tiempo, se incrementan los compuestos hidráulicos formados, dando lugar a un mejor comportamiento mecánico del suelo arcilloso estabilizado.

ABSTRACT

This experimental work deals with the formation of various hydraulic compounds in stabilized clayey soils containing high lime fly ash and cement. Samples of natural clay were mixed with 10% high lime fly ash. In a part of them 4% of Portlant cement has been added. All mixtures at the age of 3,7,28 days and 3,6,and 9 months were studied by X ray Diffractometry (XRD) and Thermogravimetry (TG-SDTA). The hydraulic compounds observed were the compounds attributed to the reaction of the lime contained in fly ash with the clay constituents, to the hydration of the calcium-aluminium-silicate compounds of fly ash as well as to the hydration of the cement added. In the course of time, the formed hydraulic compounds are increased resulting in better mechanical behavior of the stabilized clay soils.

PALABRAS CLAVE

Estabilización, cenizas volantes, cemento, compuestos hidráulicos, difractometría, termogravimetría,

KEY WORDS

Stabilization, fly ash, cement, hydraulic products, Diffractometry, Thermogravimetry

1. INTRODUCTION

Cement and high calcium fly ash are both materials possessing strong hydraulic properties. High calcium fly ash has been widely used as additive in cases where it was a need for improvement of the strength qualities of various structural materials [1,2,3] An application on using high calcium fly ash combined or not with cement, could be the stabilisation of fine grained plastic soils. These stabilised materials may be used as improved subgrades or capping layers or sub-base for road or airfield pavements [4]. In the present work the hydration products at various ages specimens consisting of fine grained clayey soils and high calcium fly ash of Greek origin were studied in order to investigate the effect mainly of the free lime and secondary of the order hydraulic constituents containing in it. Cement may also be used as a second additive to enhance the strength especially at early ages. The formation of the final products is depending on the free lime and silica presence as well as on the other multi oxide compounds containing in the starting materials.

2. MATERIALS USED

The specimens here constructed as are described in the work by Kolias and Karahalios [4]. The clay used as fine grained soil was the clay III, the fly ash used, was representative of a 7-day production of Kardia power station and the cement used was a Portland Cement (cement II 35 according to Greek Standards equivalent to CEN II B-M/32.5). The characteristics of clay and fly ash used are presented in Tables 1and 2.

Table 1: Characteristics of Clay III

Attemberg limits	
PL	**18**
LL	**43**
PI	**25**
Classification	
AASHTO Classification	**A-7-6**
Unified Soil Classification	**CL**

Table 2: Chemical composition of Fly Ash

Oxide	**Percentage**
SiO_2	**25,24**
Fe_2O_3	**5,08**
MgO	**4,29**
CaO	**44,77**
Na_2O	**0,28**
K_2O	**0,69**
Al_2O_3	**10,20**
SO_3	**6,49**
Loss of ignition	**2,65**
Free Cao	**16,73**

In figures 1 and 2 X-Ray diagrams of fly ash and clay are presented. The main mineralogical constituents of fly ash are : Quartz, free CaO Christoblite, Albite ($NAAlSi_3O_8$), $CaSO_4$ anydrite, $CaCO_3$, and small amounts of $3CaOSiO_2$, $2CaOSiO_2$, Montmorillonite ($Al_2O_3 \cdot 4SiO_2 \cdot x\ H_2O$) and $3CaOAl_2O_3$. . The main mineralogical constituents of Clay III are Quartz, $CaCO_3$ (as Calcite), Montmorillonite and small amounts of Nacrite ($Al_2Si_2FeAlOOH \cdot 2H_2O$) and Illite ($KAl_2Si_3O_8$).

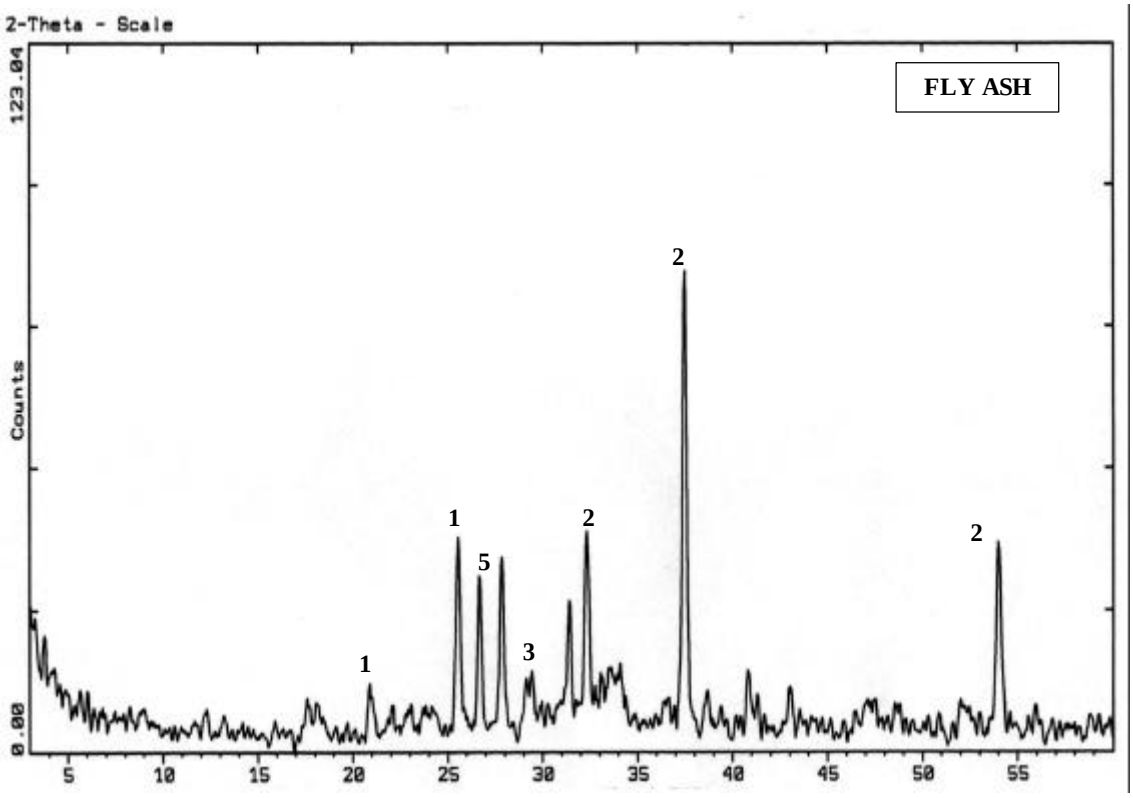


Figure 1: XRD diagram of fly ash sample
(1: SiO_2 Quartz 2:Free CaO 3:Calcite 4:Montorillonite 5: $CaSO_4$)

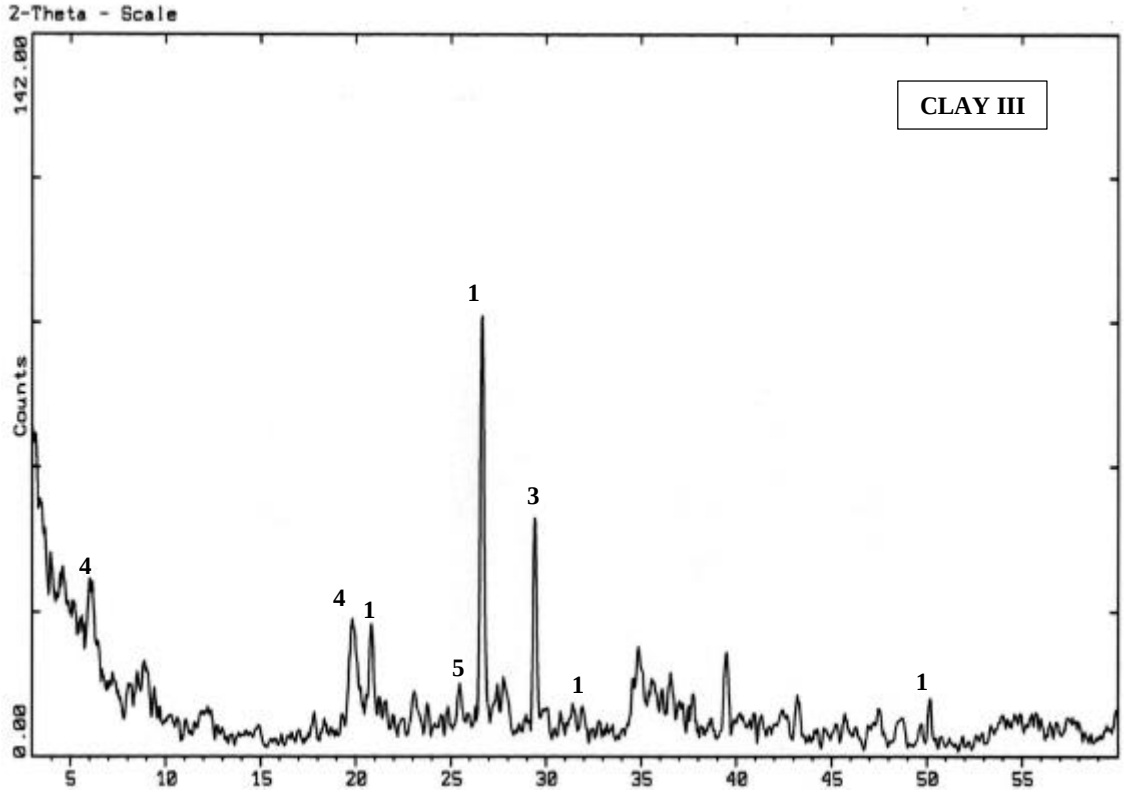


Figure 2: XRD diagram of clay sample
(1: SiO_2 Quartz 2:Free CaO 3:Calcite 4:Montorillonite 5: $CaSO_4$)

3. SPECIMENS

3.1 Preparation of specimens

Two types of specimens were prepared; one consisted of Clay III and 10% fly ash by mass of the dry soil and a second consisted of Clay III 10% fly ash and 4% cement by mass of the dry soil. All specimens were prepared with the static compaction method (BS 1924) at the optimum moisture content and maximum density determined by the standard compaction test. The specimens were demoulded 1 min after completion of the compaction, were wrapped with thin plastic sheets and were stored in the curing room until testing after 3,7,28 days and 3,6 and 9 months. At the predermined age the hydration process was interrupted through a treatment with acetone and diethylether. Until their study the samples were kept in dry box to avoid their hydration by the air moisture and their carbonation as well.

3.2 Samples codification

Samples containing only clay and fly ash are coded as FA. Samples containing clay, fly ash and cement are coded as FAC. The time of curing completes the codification . For example a sample consisted of clay and fly ash and cured for seven days is coded as FA-5d. On the other hand a sample consisted of clay, fly ash and cement and cured for 3 months is coded as FAC-3m etc.

4. The teqhniques used

The study of the hydraulic products of the two type of specimens at predetermined curing times of 3,7,28 days and 3,6and 9 months was performed by a D500 Siemens Diffractometer (XRD Analysis) as well as by a Mettler Toledo TGA/SDTA 851 (TG-SDTA Analysis). The morphology of samples was studied by a Leitz Optical Microscope.

5. RESULTS AND DISCUSSION

5.1 XRD investigation.

In figures 3,4,5 and 6 representative Xray diagramms are presented .The possible hydraulic compounds could be appered, are products of the cement or fly ash hydration , e.g. various types of tobernorites, calcium aluminium silicate hydrates like Gismodine ($CaAl_2Si_2O_8 \cdot 4H_2O$) Portlandite ($Ca(OH)_2$), etc. as well as products resulted of the reaction mainly of the SiO_2 contained in clay with the Portlandite released during the hydration of fly ash and cement. In figure 3 its observed that after a curing of 7 days the sample which containes 4% cement appears increased amounts in $Ca(OH)_2$, Tobernorites 11 and 14Å ($Ca_5(Si_6O_{18}H2) \cdot 4H_2O$) ($27.8^o$, 2) and Riverseidite ($5.5^o$, 7.0^o, 10.0^o, 28.7^o, 29.8^o, 31° 2). In figure 4 (28 days) and 5 (6 month) the same phenomenon is observed. What does it means is that the addition of cement enhances the effect of fly ash, offering easy production of hydraulic compounds, like tombernorites especially at the early ages. In order to be clearer the reaction between the clay constituents and the $Ca(OH)_2$ released through the fly ash hydration, a comparison between XRD diagrams of samples cured for 7 days and 6 months are presented (figure 6). There is a remarkable increase of the compounds corresponding tobermorite (28.7^o, 2) as well as the decrease of SiO_2 (27.6^o 2) which already was reacted in a great part with $Ca(OH)_2$.

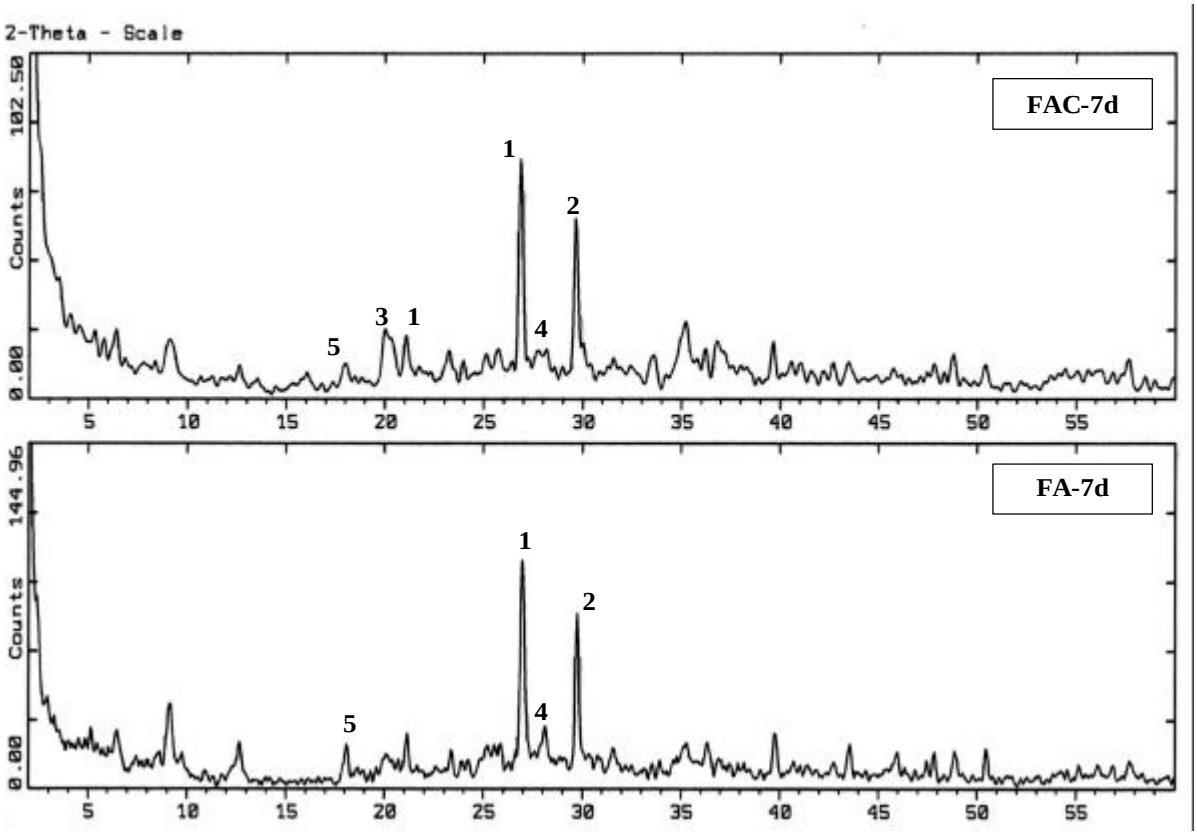


Figure 3: XRD-diagram of FAC-7d and FA-7d samples
(1: SiO_2 Quartz 2:$CaCO_3$ 3:Montorillonite 4: Tobermorite 5: $Ca(OH)_4$)

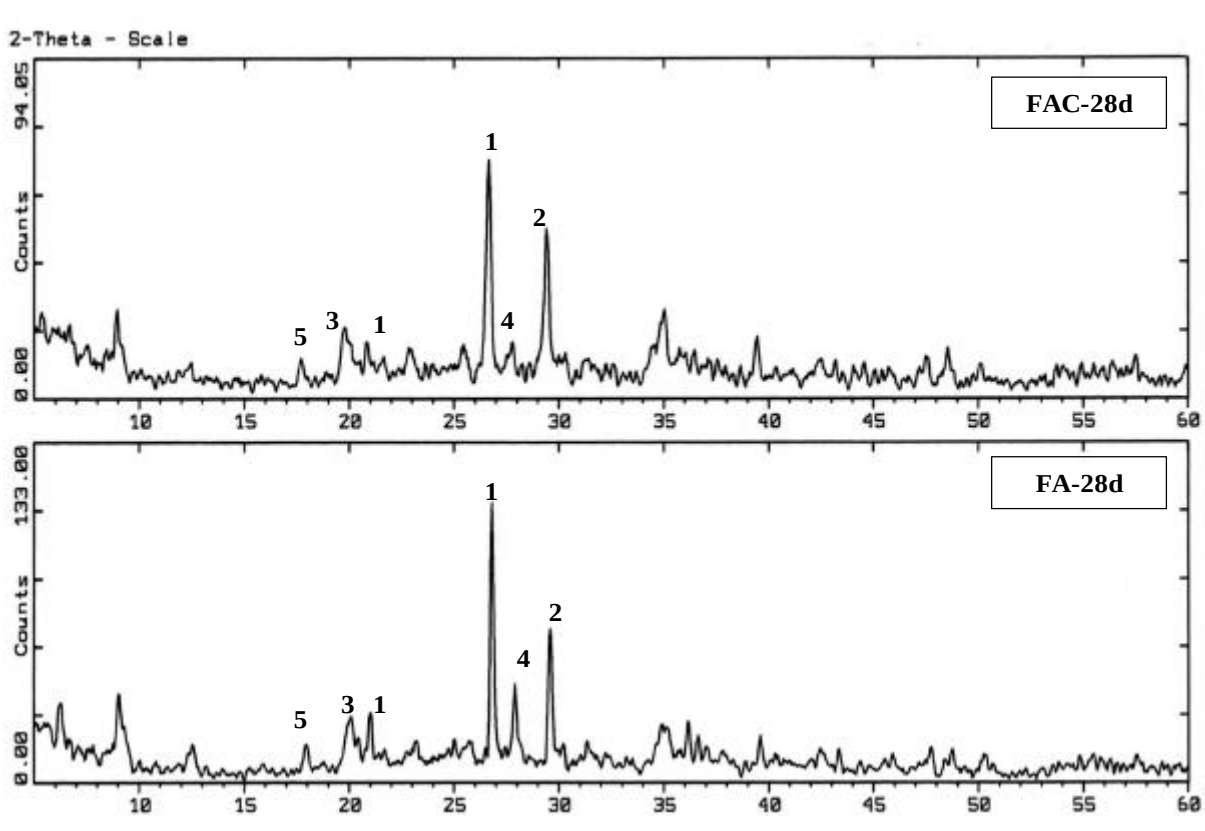


Figure 4: XRD diagram of FAC-28d and FA-28d samples

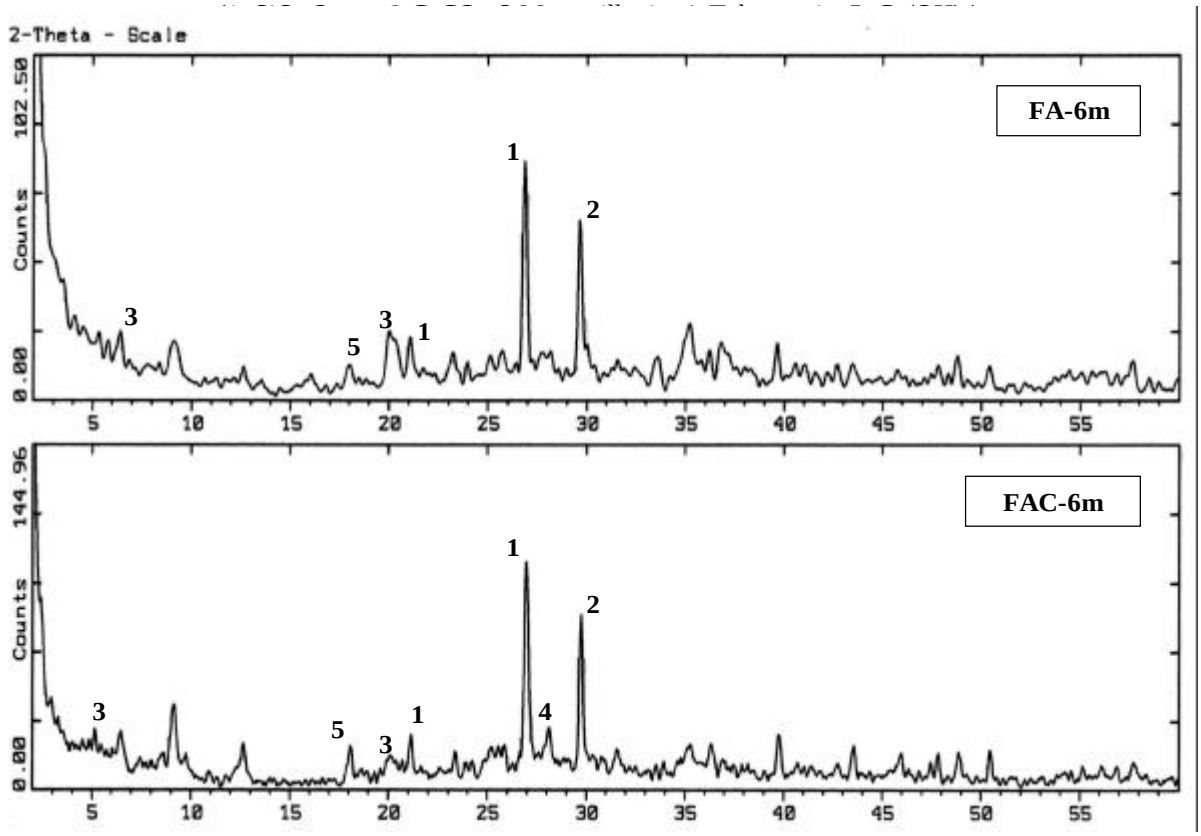


Figure 5: XRD diagram of FAC-6m and FA-6m samples
(1: SiO_2 Quartz 2:$CaCO_3$ 3:Montorillonite 4: Tobermorite 5: $Ca(OH)_4$)

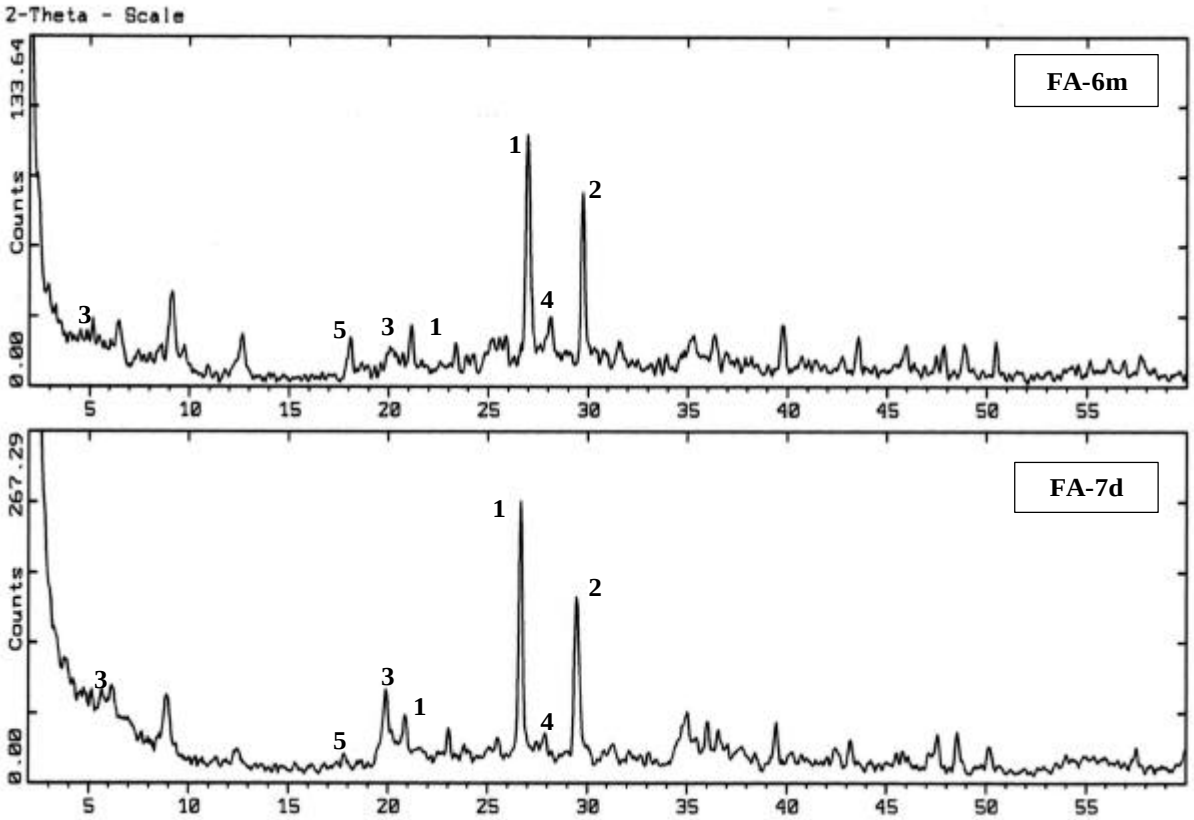


Figure 6: XRD diagram of FAC-7d and FA-7d samples
(1: SiO_2 Quartz 2:$CaCO_3$ 3:Montorillonite 4: Tobermorite 5: $Ca(OH)_4$)

5.2 TG-DTG-SDTA study

The thermal profile of the samples studied, the weight loss at the various stages of thermal reactions as well as the 1st derivative of the weight loss are presented in figures 7,8 and 9. In Table 3 the temperature changes concerning the various compounds are shown. As it can be observed due to the percentage of clay which is more than 80% the various thermal peaks which are attributed to the hydraulic products formed are almost overlapped by the peaks of clay. For this reason a quantitative calculation of Tobermorite 14Å has been performed at the

Table 3: SDTA Peaks

Temperature range (^OC)	Corresponding compound
0-60	Sorbed moisture
60-140	Tobermorite 14Å, 11 Å
140-200	Ettringite
200-300	Montmorillonite (1st dehydroxylation)
400-490	Montmorillonite (2st dehydroxylation)
490-510	$Ca(OH)_2$
510-600	SiO_2
600-780	Main dehydroxylation of Montmorillonite
780-900	$CaCO_3$ decomposity

Table 4:Tobermorite 14Å dehydration

Sample	Weight loss (%)
FA-3d	0,71
FA-7d	0,77
FA-28d	0,82
FA-6m	1,10
FA-9m	1,12
FAC-3d	0,78
FAC-7d	0,80
FAC-28d	0,92
FAC-6m	1,05
FAC-9m	1,07

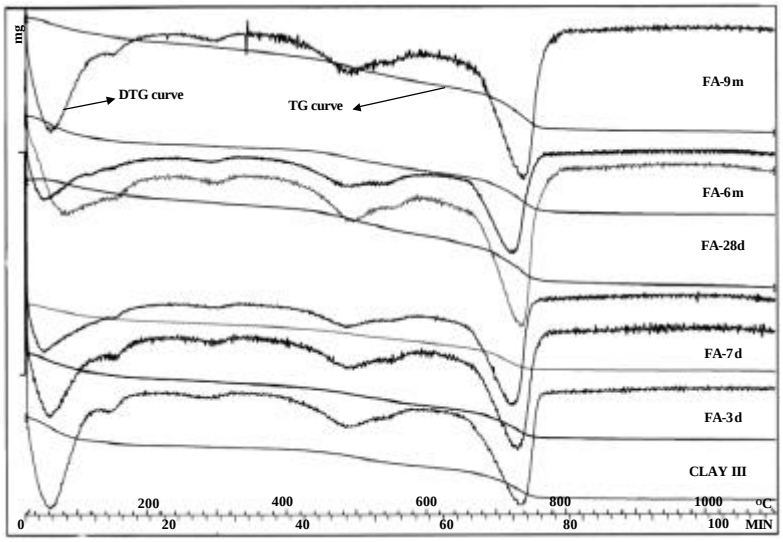


Figure 7: TG-DTG curves for the mixture of clay III and fly ash

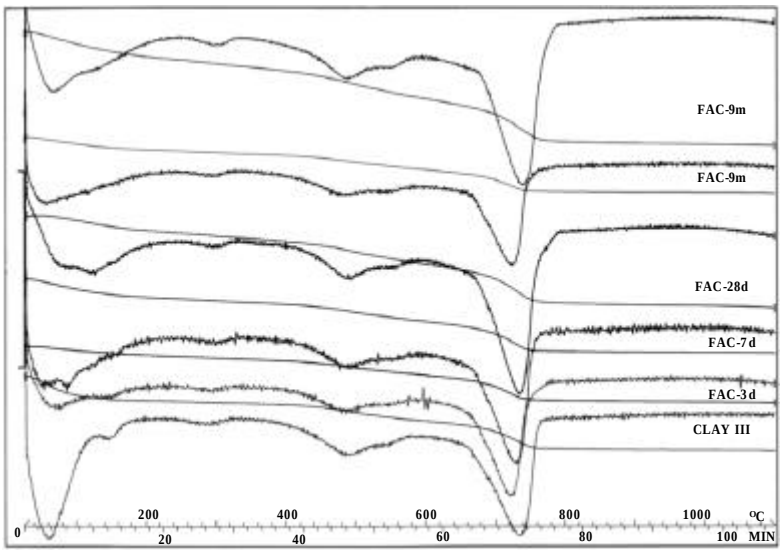


Figure 8: TG-DTG curves for the mixture of clay III fly ash and cement

temperature range 60-140 C^{O}, taking into account the corresponding amount of clay constituent at this range.The weight loss corresponding the dehydroxylation of tobermorite 14Å in the temperature range 60-140 ^{O}C is shown in Table 4. From the Table 4 it could be concluded that a continuous formation of Tobermorite takes place up to a six month hydration. The Tobermorite formation seems to be lower after the six months.The phenomenon is more intense in the samples containing cement mainly at the early ages. What does it means is that the cement addition offers the benefit of better setting and hardening at the first ages.

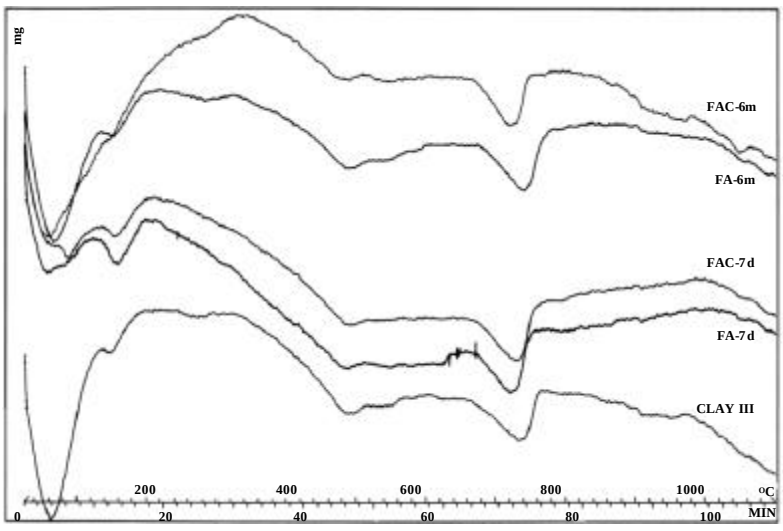
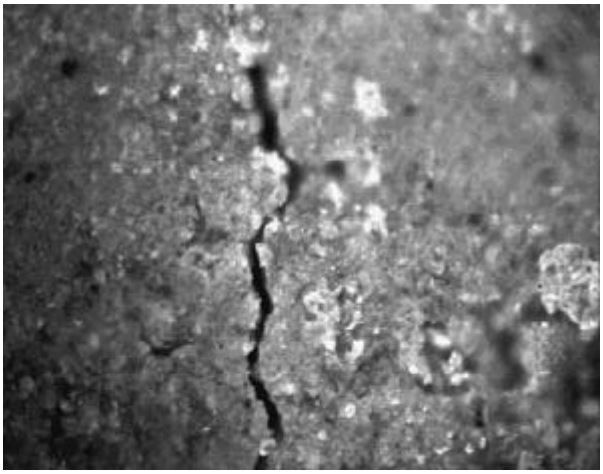


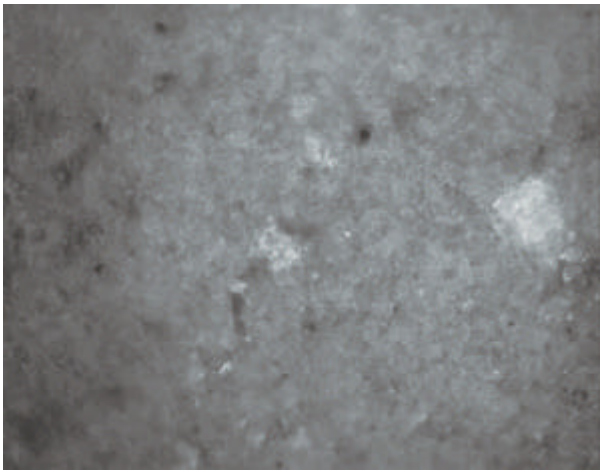
Figure 10: SDTA curves for FAC and FA samples at 7 days and 6 months

5.3 Optical microscope study

Two representative samples one containing only clay and fly ash and a second containing clay, fly ash and cement were studied after their curing for 45 days. In photographs 1 and 2, the morphology of these samples is presented.



Photograph 1: A small crack on a specimen which contains fly ash



Photograph 2: The morphology of a sample which contains fly ash and cement . No cracks are observed

In photograph 1 which concerns the samples without any addition of cement, a small crack is observed, while in the surface of the sample containing cement (photograph 2) no defects are appeared. The homogeneity and density of the surfaces observed can be characterised as satisfying in both cases. As it concerns the small crack this could be attributed either to a local swelling during hydration of free CaO contained in the fly ash or to external factors.

6. CONCLUSIONS

The study of the formation of the hydraulic products during the curing of clay containing as a stabilizing agent high calcium fly ash shows that significant amount of Tobermorite is formed leading to to a denser and more stable structure of the samples. Further addition of cement provides better setting and hardening. The free CaO of fly ash reacts with the clay constituents (SiO_2 and the other aluminum silicates) leading to the formation of Tobermorites and calcium aluminium silicate hydrates as well. All the above hydraulic products provide a better stabilizing behavior of the mixtures.

7.REFERENCES

1. Huakun L. , Zhongya L. , Shengjie L. *"Composition and hydration of high calcium fly ash"* 7th International Congress on the Chemistry of Cement IV-7-12, Vol III (1980).
2. Joshi R.C. , Ward M.A. *"Cementitious fly ashes-structural and hydration Mechanism"* 7th International Congress on the Chemistry of Cement, IV-78-83, Vol III (1980).
3. Papayanni I. , Economou N. , Leventis D. Xanthakos *" Low cost fibre reinforced cement products by using inexpensive adding "* Concrete in the service of mankind appropriate concrete technology (Proceedings of the of the international congress), Dundee, Scotland, UK, p431-441 (996)

4. Kolias S. ,Karahalios A. *" Mechanical properties of soils stabilized with high calcium fly ash and cement "* , 1ST International symposium on subgrade stabilisation and in situ pavement recycling using cement, Salamanca (Spain),2001

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADOIN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LOS SUELOS ESTABILIZADOS CON CENIZAS VOLANTES DE ALTO CONTENIDO EN CAL Y CEMENTO

MECHANICHAL PROPERTIES OF SOILS STABILISED WITH HIGH CALCIUM FLY ASH AND CEMENT

S. Kolias
Associate Professor
National Technical University of Athens
5, Iroon Polytecniou st.
15773 Athens
Greece
skolias@central.ntua.gr

A.Karahalios
Civil Engineer
51 Chrocopou st.
17671 Athens
Greece
soulis_karah@yahoo.com

RESUMEN

Se ha estudiado en laboratorio la eficacia de la utilización de cenizas volantes de alto contenido en cal y cemento en la estabilización de suelos arcillosos (CL, CH). Se han llevado a cabo ensayos de resistencia mecánica a compresión uniaxial y a tracción indirecta utilizando diferentes porcentajes de cenizas volantes (5, 10, 20). Se ha medido el módulo de elasticidad a 90 dias con diferentes tipos de aplicación de carga (velocidad constante de aplicación de tensiones o deformaciones, aplicación de carga sinusoidal), cálculándose además los valores de CBR correspondientes. Se analizaron estructuras de fírme sobre explanadas mejoradas por medio de la estabilización in situ con cenizas volantes y cemento, tanto con tráfico de obra, como con el tráfico en servicio. Estos fírmes fueron comparados con fírmes flexibles convencionales sin explanadas mejoradas y los resultados muestran de manera muy clara los beneficios que se obtienen con la estabilización de suelos arcillosos con cenizas volantes y cemento.

ABSTRACT

The effectiveness of using high calcium fly ash and cement in stabilizing fine-grained clayey soils (CL,CH) was investigated in the laboratory. Strength tests in uniaxial compression and in indirect (splitting) tension were carried out with various percentages of fly ash (5,10,20). Modulus of elasticity was determined at 90 days with different types of load application (constant stress or strain application, sinusoidal load application). 90-days soaked CBR values are also reported. Pavement structures incorporating subgrades improved by in-situ stabilization with fly ash and cement were analyzed for construction traffic and operating traffic. These pavements were compared with conventional flexible pavements without improved subgrades and the results clearly show the benefits obtained by stabilizing clayey soils with fly ash and cement.

PALABRAS CLAVE

Estabilización con cenizas volantes y cemento, propiedades mecánicas, análisis del firme

KEY WORDS

Stabilization with fly ash and cement, mechanical properties, pavement analysis.

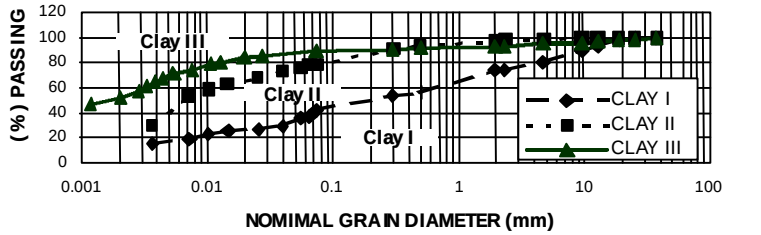
1. INTRODUCTION

Soil stabilization is a technique used since many years ago with the main purpose to alter the soil properties in such a way as to render the soils capable of meeting the requirements of the specific engineering project. In this work the possibility of stabilizing fine-grained plastic soils with high clay content using high calcium fly ash combined or not with cement is investigated. These stabilized materials may be used as improved subgrades or capping layers or sub-bases for road or airfield pavements. High calcium fly ash is produced in large quantities in Greece (over 9 million tons per year), as well as in other countries, in electric power thermal plants using lignite as the main combustion material. The fly ashes before being distributed for use are usually homogenized and processed in order to slack all the contained free lime. In this work fly ash without the latter process is used in order to take advantage of the free lime in stabilizing the fine-grained plastic soils. Cement may also be used in addition to fly ash in order to increase strength and /or strength gain rate at early ages.

2. MATERIALS USED

2.1 Soils

Three fine-grained clayey soils (designated clay I, clay II and clay III) were used and their properties are given in Figure 1 in terms of Attemberg limits, gradation and soil classification.



SOIL SAMPLES	ATTEMBERG LIMITS			AASHTO CLASSIFICATION	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION	
	PL	LL	PI		GROUP SYMBOL	GROUP NAME
CLAY I	20	38	18	A-6	CL	LEAN CLAY
CLAY II	23	53	30	A-7-6	CH	FAT CLAY
CLAY III	18	43	25	A-7-6	CL	SILTY CLAY

Figure 1: Attemberg limits, gradation and soil classification of soil samples

2.2 Fly ash

The fly ash (FA) used in the investigation was representative of a 7-day production of "Kardia" power station, in Northern Greece. Two quantities were used which were collected from the power station at dates 12 months apart. Although the differences in chemical analysis (Table 1) are not considered significant, the two quantities are designated fly ash 1 and fly ashy 2. It can be seen that the free lime content (for fly ash I) is substantial (18.31%).

The cement used was Portland cement II 35 according to Greek Standards equivalent to CEN II B-M/32.5

Table 1: Chemical analysis of Kardia's fly ash samples

Oxide	Percentage	
	Fly ash I	Fly ash II
SiO_2	19,9	25,24
Fe_2O_3	5,72	5,08
MgO	3,65	4,29
CaO	48,97	44,77
Na_2O	0,6	0,28
K_2O	0,45	0,69
Al_2O_3	9,26	10,20
SO_3	7,,25	6,49
Loss of ignition	3,01	2,65
Free Cao	18,31	16,73

2.3 Other stabilizing agents -Secondary investigation

In an attempt to estimate the stabilizing effect of the free lime content of the fly ash some additional mixes were prepared with commercially available chemically clean hydrated lime ($Ca(OH)_2$) in powder form.

3. MIXES INVESTIGATED AND TYPES OF TESTS CARRIED OUT

The quantities of fly ash used were 5%, 10% and 20% by mass of the dry soil and of cement (combined with fly ash) 2% and 4%. Some additional mixes were prepared with cement only for comparative purposes although it was anticipated that the results would be poor due to lack of homogeneity which is inevitable when mixing plastic fine grained soils with cement.

The quantity of hydrated lime selected in the secondary investigation was such as too much the quantity of the free lime contained in the FA mixes of the main investigation in attempt to estimate the hydraulic and pozzolanic effect of FA. It is believed that since the soils examined and the FA have similar grading characteristics the mechanical effect of mixing of the soils with FA will be minimal.

4. MATERIAL PREPARATION FOR TESTS

The oven-dry soils were initially mixed with the predetermined quantity of FA in dry state and subsequently mixed with the water so that the mix acquired the intended moisture content. Initial mixing was carried out in a laboratory mixer for at least 2 min and the mix was subsequently put into plastic bags, where the mixing was continued by shacking and overturning the bag for at least 5 min. Finally, the air was squeezed out by hand and the bags were sealed and stored in the curing room (20±1 ^oC, 96%±2 % RH) for 20-24 hours. Before any test (Attemberg limits, compaction tests) or specimen preparation (for strength, CBR) the as above prepared material was remixed again in the plastic bag by hand shacking, overturning and squeezing the bag. It was observed that the mix prepared with this method contained no appreciable number of lumps larger than 5 mm. During this operation cement was added in the mixes which combined FA and cement.

5. PREPARATION OF SPECIMENS

All specimens were prepared with the static compaction method (BS 1924) at the optimum moisture content and maximum density determined by the standard compaction test. The specimens were demoulded 1 min after completion of the compaction, were wrapped with thin plastic sheets and were stored in the curing room until testing after 7, 28 and 90 days. The specimens examined for the effect of water immersion were cured as the other specimens (wrapped in plastic sheets in the curing room) for 83 days and then were put into water containers stored in the curing room until testing at 90 days.

6.TESTING METHODS

Cylindrical specimens (∅=50mm H=100mm) were used for compressive and indirect tensile (splitting) strength. For modulus of elasticity determinations larger cylindrical specimens (∅=70mm H=140 mm) were used in order to easily accommodate the demountable strain measuring equipment. The compressive and indirect tensile strength were determined on a simple constant speed cross-head moving machine with a speed of 1mm/sec.

The modulus of elasticity was determined on a servo-hydraulic testing machine with the following types of loading:

a. The load was increased at a constant rate of 0.2 $N/mm^2/s$ up to 1/3 of the compressive strength
b. The load was increased at such a constant rate so that it reached 1/3 of the ultimate load in 0.3 s.
c. The load was varied sinusoidally between 0.1 of the ultimate load and 1/3 of the ultimate load at a frequency of 1.67HZ
d. The specimen was loaded at a constant rate of deformation of 1mm/min up to failure.

The above tests gave the opportunity to access the influence of the type of loading on the value of the modulus of elasticity. Type "a" loading is within the range of standard testing of cementitious materials. Type "b" and "c" tests approach the type of loading moving vehicles are imposing to road pavement subgrades and test type "d" gave the opportunity to obtain the complete stress-strain relationship of fly-ash stabilized fine-grained materials while loading the specimen at a deformation rate similar to that imposed by traffic.

7. PRESENTATION AND DISCUSSION OF THE RESULTS

7.1. Atteberg limits

All materials (clay I, clay II, and clay III) became non-plastic 24 hours after mixing with 5%, 10%, 20% fly ash by mass. In addition all materials became friable 24hrs after the initial mixing with FA and the lumps were minimized after remixing.

7.2 Compaction tests

The results of compaction tests (standard ASSHO test) are given in Figures 2, 3 and 4 in terms of initial moisture content of the mix (fig2a ,3a and 4a) and of the measured moisture content (fig2b,3b and 4b) from samples taken from the compacted specimen. There is a

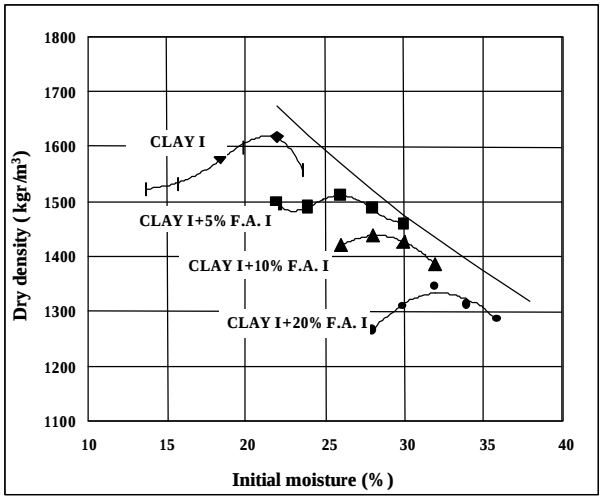


Figure 2a: Standard compaction test of Clay I (initial moisture)

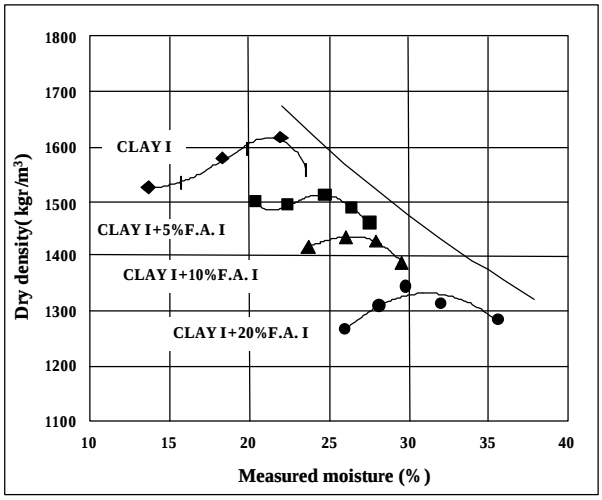


Figure 2b: Standard compaction test of Clay I (measured moisture)

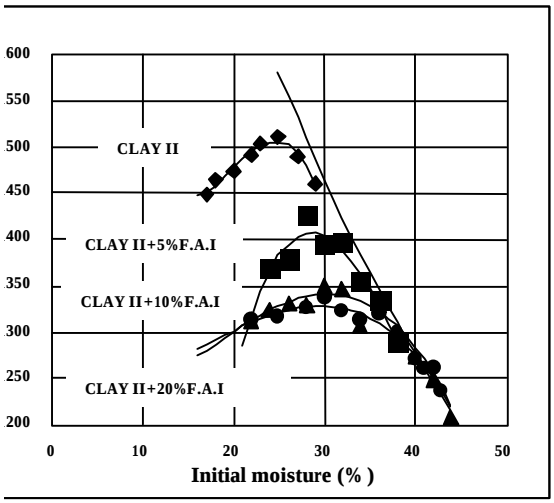


Figure 3a: Standard compaction test of Clay II (initial moisture)

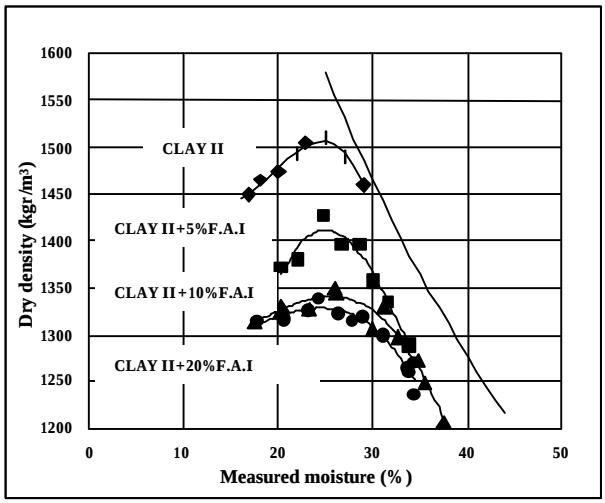


Figure 3b: Standard compaction test of Clay II (measured moisture)

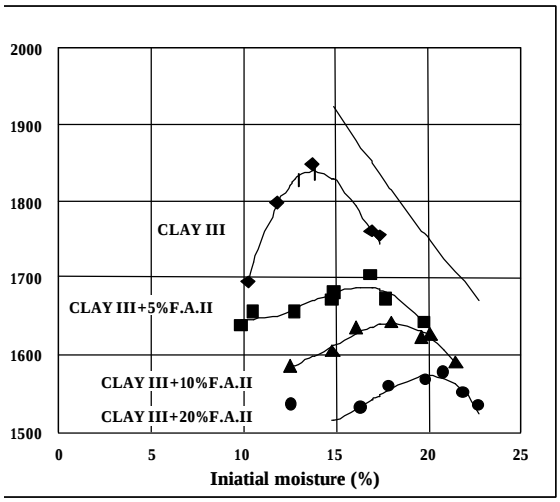


Figure 4a: Standard compaction test of Clay III (initial moisture)

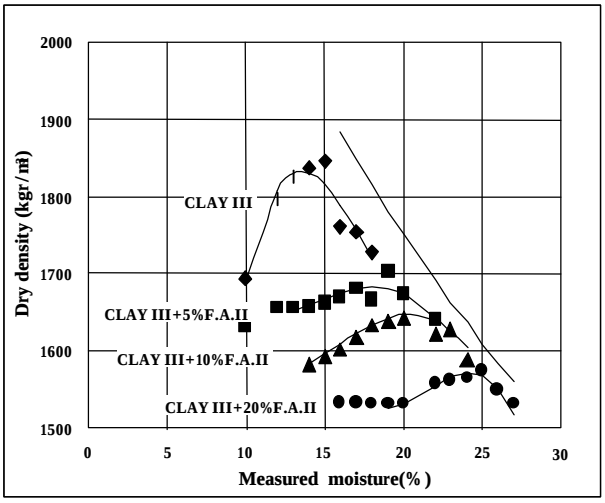


Figure 4b: Standard compaction test of Clay III (measured moisture)

significant difference between the two moisture contents which is attributed to the chemical co3mbination of a part of the water added to the dry material mainly by the free lime of the FA.It can be seen that - as in the case of lime stabilization - the max dry density is decreased and the optimum moisture content is increased as the fly ash content is increased from 5% to 20%. The difference between clay I, clay II and clay III in grain size and plasticity is reflected in the compaction results. It is pointed out that the high percentages of optimum moisture content are imposing practical construction requirements which should be taken into consideration in case of construction during dry season. On the other hand the use of fly ash would be useful during wet season because the high water demand of FA will facilitate compaction

7.3 Strength tests

The results are given in Table 2(a,b) in terms of compressive strength and tensile (splitting) strength. In the same table the standard deviation and the coefficient of variation of.

Table 2a: Compressive and tensile (splitting) strength results

Mix	Compressive Strength									Tensile (splitting) Strength								
	7 days			28 days			90 days			7 days			28 days			90 days		
Clay I+ 5%F.A.I+0%C.	0,50[1]			0,78			1,16			-			-			0,15		
	5[2]	0,01[3]	2,5[4]	5	0,02	2,8	4	0,05	4,6	-	-	-	-	-	-	4	0,001	5,6
Clay I+ 5%F.A.I+2%C.	0,77			1,0			1,37			-			-			0,35		
	5	0,04	5,3	5	0,06	5,5	5	0,06	4,0	-	-	-	-	-	-	5	0,04	12,7
Clay I+ 5%F.A.I+4%C.	0,95			1,29			1,70			-			-			0,35		
	5	0,03	3,3	5	0,09	7,2	5	0,1	5,6	-	-	-	-	-	-	5	0,02	6,9
Clay I+ 10%F.A.I+0% C.	0,55			1,12			1,91			-			-			0,26		
	5	0,02	4,5	5	0,07	5,8	4	0,07	3,6	-	-	-	-	-	-	4	0,02	6,1
Clay I+ 10%F.A.I+2% C.	0,78			0,96			1,28			-			-			0,36		
	5	0,03	2,8	5	0,06	6,6	5	0,04	3,1	-	-	-	-	-	-	5	0,03	7,2
Clay I+ 10%F.A.I+4% C.	0,91			1,22			1,60			-			-			0,41		
	5	0,03	2,8	5	0,06	5,1	5	0,03	1,8	-	-	-	-	-	-	4	0,02	6,0
Clay I+ 20%F.A.I+0% C.	0,58			1,79			3,03			-			-			0,41		
	5	0,04	6,7	5	0,07	3,6	3	0,01	0,3	-	-	-	-	-	-	4	0,02	6
Clay II+ 5%F.A.I+0%C.	0,21			0,25			0,34			-			-			0,05		
	5	0,03	14,2	5	0,02	8,9	3	0,03	8,8	-	-	-	-	-	-	3	0,01	14
Clay II+ 5%F.A.I+2%C.	0,34			0,45			0,46			-			-			0,12		
	5	0,03	8,1	5	0,05	6,0	5	0,04	7,7	-	-	-	-	-	-	5	0,01	8,3
Clay II+ 5%F.A.I+4%C.	0,48			0,59			0,66			-			-			0,35		
	5	0,04	9,0	5	0,5	8,1	5	0,04	5,7	-	-	-	-	-	-	5	0,02	6,9
Clay II+ 10%F.A.I+0% C.	0,47			0,54			0,71			-			-			0,09		
	5	0,05	10,2	5	0,04	7,9	4	0,04	6,3	-	-	-	-	-	-	4	0,01	8,6
Clay II+ 10%F.A.I+2% C.	0,56			0,66			0,84			-			-			0,14		
	5	0,02	3,7	5	0,04	5,3	5	0,03	3,3	-	-	-	-	-	-	5	0,02	13,2
Clay II+ 10%F.A.I+4% C.	0,66			0,86			0,87			-			-			0,17		
	5	0,06	8,7	5	0,03	6,0	5	0,03	3,4	-	-	-	-	-	-	5	0,01	7,0
Clay II+ 20%F.A.I+0% C.	0,92			1,24			1,75			-						0,17		
	5	0,8	8,5	5	0,07	5,9	4	0,07	4,1	-	-	-	-	-	-	5	0,01	6,5

1:Mean 2:Number of specimens 3: Standard deviation 4: Coefficient of varriation
FA: Fly ash , C: Cement

Table 2b: Compressive and tensile (splitting) strength results

Mix	Compressive Strength									Tensile (splitting) Strength								
	7 days			28 days			90 days			7 days			28 days			90 days		
Clay I+ 0,92 $Ca(OH)_2$	0,16[1]			0,28			0,28			-			-			-		
	4[2]	0,01[3]	6,6[4]	5	0,02	5,8	5	0,05	7,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Clay I+ 1,83 $Ca(OH)_2$	0,16			0,32			0,57			-			-			-		
	5	0,01	8,3	5	0,02	5,5	5	0,03	5,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Clay I+ 3,66 $Ca(OH)_2$	0,10			0,25			0,65			-			-			-		
	5	0	4,6	5	0,01	4,7	5	0,02	6,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Clay II+ 0,92 $Ca(OH)_2$	0,007			0,09			0,10			-			-			-		
	4	0,01	6,6	5	0,01	8,3	5	0	4,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Clay III+ 0%F.A.I+2%C.	0,27			0,33			0,49			0,03			0,04			0,06		
	5	0,026	9,08	5	0,028	8,53	5	0,02	7,52	5	0,001	4,78	5	0,002	6,23	5	0,005	7,52
Clay III+ 0%F.A.I+4%C.	0,51			0,60			0,72			0,06			0,075			0,09		
	5	0,07	12,08	5	0,056	9,31	5	0,048	6,14	5	0,006	10,6	5	0,007	9,53	5	0,01	10,85
Clay III+ 5%F.A.I+0%C.	0,09			0,14			0,25			0,01			0,02			0,03		
	5	0,01	7,69	5	0,02	12,98	5	0,01	8,89	5	0,001	6,49	5	0	10,10	5	0,003	8,89
Clay III+ 5%F.A.I+2%C.	0,51			0,95			1,14			0,09			0,14			0,14		
	5	0,058	11,03	5	0,116	12,8	5	0,123	10,18	5	0,001	11,1	5	0,023	16,3	5	0,014	10,23
Clay III+ 5%F.A.I+4%C.	0,76			1,23			1,58			0,11			0,18			0,20		
	5	0,085	11,23	5	0,115	9,35	5	0,147	8,71	5	0,011	9,87	5	0,017	9,23	5	0,032	15,76
Clay III+ 10%F.A.I+0% C.	0,14			0,42			0,72			0,01			0,06			0,10		
	5	0,02	12,8	5	0,03	6,9	5	0,08	9,86	5	0,0001	12,1	5	0,0008	12,79	5	0,014	13,64
Clay III+ 10%F.A.I+2% C.	0,85			1,35			1,97			0,10			0,15			0,23		
	5	0,039	4,3	5	0,097	7,17	5	0,08	3,85	5	0,008	7,76	5	0,001	6,30	5	0,018	7,76
Clay III+ 10%F.A.I+4% C.	0,76			1,46			2,18			0,11			0,19			0,26		
	5	0,055	6,9	5	0,103	7,03	5	0,117	5,62	5	0,001	8,82	5	0,021	10,95	5	0,035	13,28

1:Mean 2:Number of specimens 3: Standard deviation 4: Coefficient of varriation
FA: Fly ash , C: Cement

the strength results are also given together with the number of tests for each case. It can be seen that the coefficient of variation is, in general, within the range of values usually accounted for stabilized fine-grained materials [1,2] and therefore the results can be considered reliable Figures 5, 6 and 7 show the development of the unconfined compressive strength in relation to curing time for clay I, II and III respectively. It can be seen that considerably higher compressive strengths are obtained with clay I than with clay II and clay.

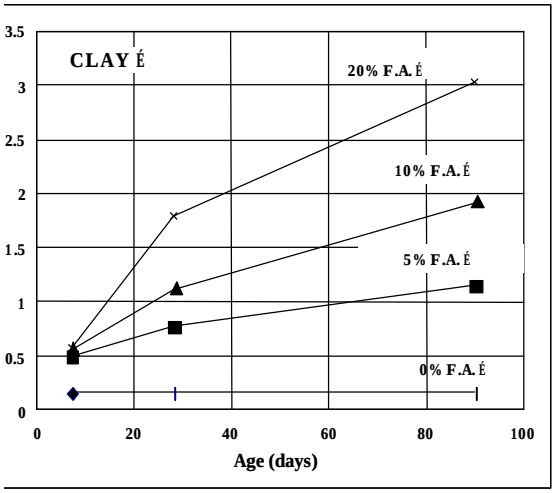


Figure 5: Effect of fly ash on uniaxial compressive strength-Clay I.

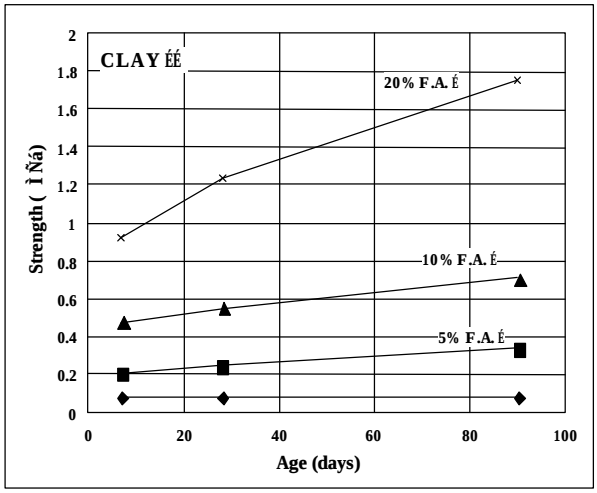


Figure 6: Effect of fly ash on uniaxial compressive strength-ClayII.

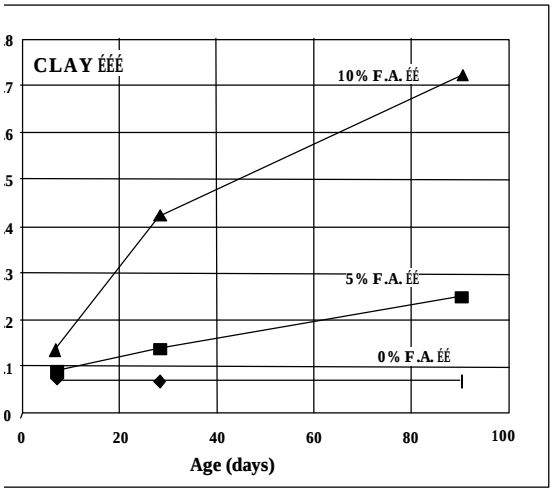


Figure 7: Effect of fly ash on uniaxial compressive strength-Clay III.

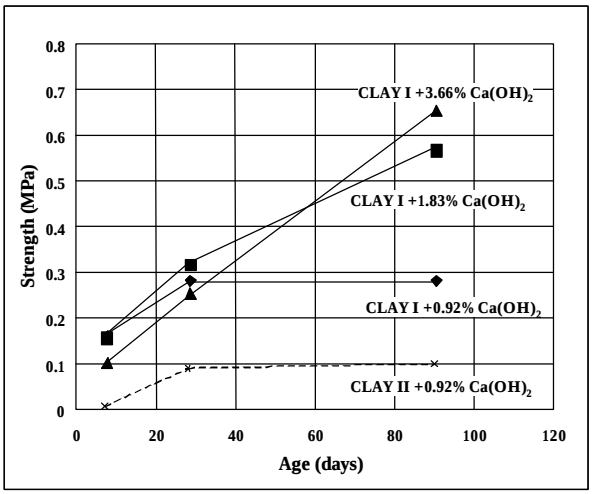


Figure 8: Figure 6: Effect of $Ca(OH)_2$ content on uniaxial compressive strength-Clay I and II

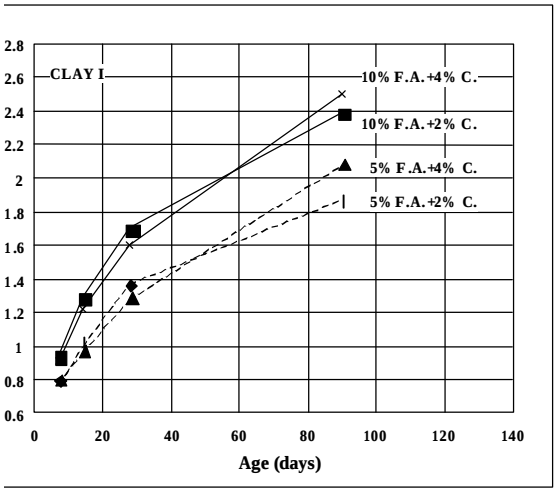


Figure 9: Effect of combination of fly ash and cement on uniaxial compressive strength-Clay I

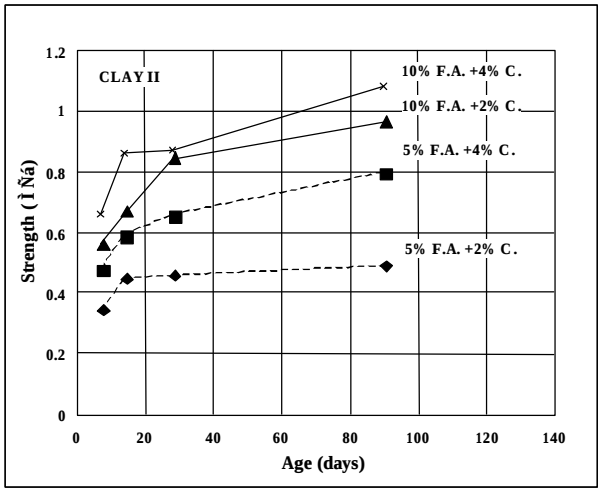


Figure 10: Effect of combination of fly ash and cement on uniaxial compressive strength-Clay II

III. The effect of hydrated lime on the strength gain of the mixes is shown in Fig 8. Comparison of these values with the strengths obtained with fly ash allows the inference to be made that the effect of fly ash on strength is not only due to its free lime content but definitely to hydraulic and additional pozzolanic reactions

The effect of combining 2% and 4% cement with fly ash is shown in Fig.9, 10 and 11 for clay I, II and clay III respectively. The early strengths are higher in case of combining cement. It should noted that the 90 day strength of both clay I, and clay II are higher when 20% of fly ash is used than with the combination of 10% fly ash and 2% or 4% cement. However, in the case of clay III the effect of combining cement with FA is more pronounced as the 90-day strengths are increased by two to six times. It is evident therefore, that the soil type greatly influences the results.

The use of high percentages of fly ash is, in certain cases, more effective than the combination of FA and cement but the problems associated with the use of large quantities of fly ash have to be successfully solved. Some of these problems may be: transport costs, practical problems

of spreading and mixing these large quantities of FA and increased water demand. On the other hand there are soils (such as clay III) which may be satisfactorily stabilized with small percentages of FA and cement.

The beneficial effect of combining the two stabilizing agents can also be estimated by comparing (Fig 11) the strengths of clay III stabilised with 2% or 4% cement to those obtained when 5% or 10% FA is combined with 2% or 4% cement. This beneficial effect is attributed to the transformation of the soil due to FA that allows better distribution of cement and increases its effectiveness.

Figures 12 and 13 give the splitting tensile strength development of clay I, II and III for various percentages of fly ash or fly ash and cement. As in the case of compressive strength, fly ash reacts more favourably with clay I than with clay II or clay III and the effect of combining cement with FA is significant. The relationship between of splitting tensile strength and uniaxial compressive strength is shown in Fig14. .

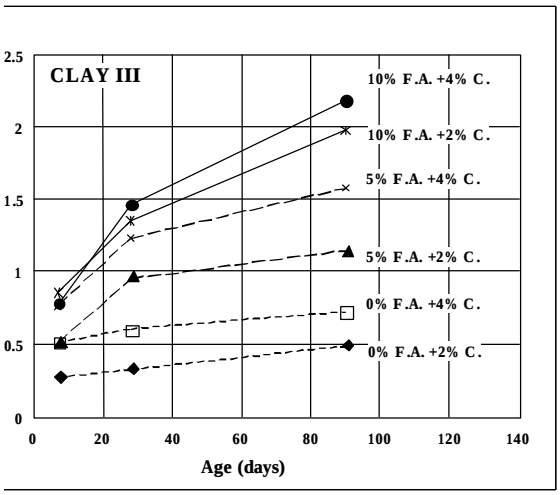


Figure 11: Effect of combination of fly ash and cement on uniaxial compressive strength-Clay III

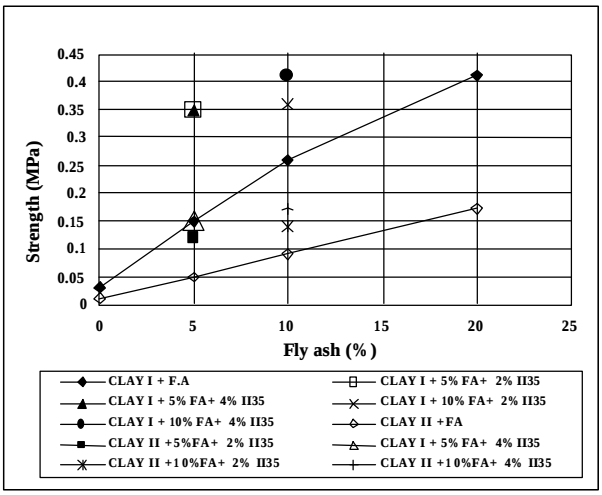


Figure 12: Effect of combination of fly ash and cement on tensile(splitting) strength-Clay I and II

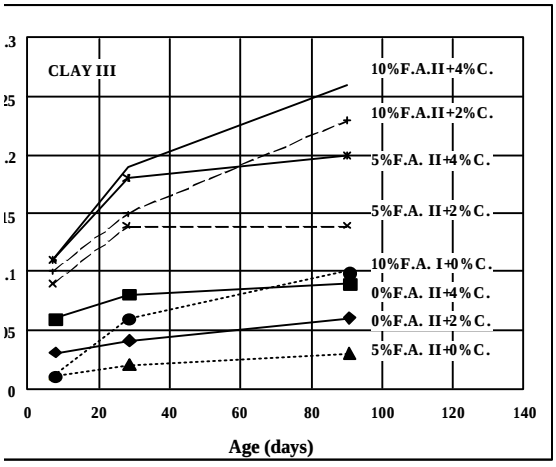


Figure 13: Effect of combination of fly ash and cement on tensile(splitting) strength-Clay III stabilized with cement and or fly ash

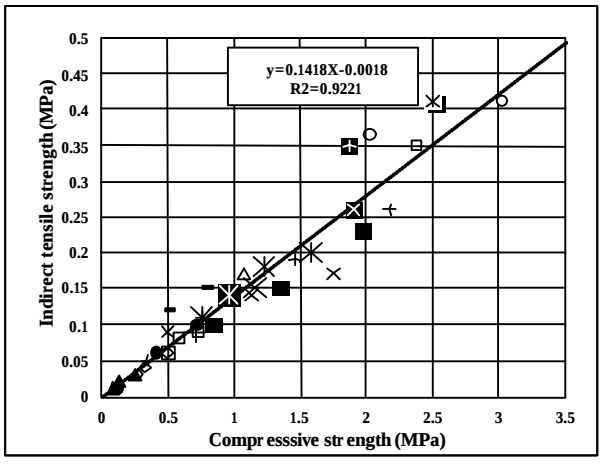


Figure 14: Relationship between compressive and splitting tensile strength of clays I,II and III

7.4 Effect of water immersion

The effect of 7-day water immersion on the 90-day compressive strength is shown in Table 3. It can be seen that the ratio of the strength after 7-day immersion to that of normal curing is higher than 0.8 except for the case of clay II with 5% and 10% when the ratio is 0.47 and 0.76 respectively. In another paper [3] in this Symposium the subject of durability of the stabilized soils with cement and/or FA is dealt with in more detail.

Table 3: The effect of 7 day water immersion on 90-day compressive strength

Soil samples	Fly ash (%)	Cement (%)	Compressive strength after immersion (MPa)	Percentage of standard cured compressive strength (%)
Clay I	5	0	0,95	81,9
	5	2	1,65	88,2
	5	4	2,07	86,6
	10	0	1,79	93,7
	10	2	1,77	85,5
	10	4	2,35	94,0
	20	0	2,79	92,1
Clay II	5	0	0,16	47,1
	5	2	0,39	79,5
	5	4	0,66	82,5
	10	0	0,54	76,01
	10	2	0,80	83,33
	10	4	0,99	91,67
	20	0	1,42	83,0

7.5 Modulus of elasticity

Figures 15 and 16 show typical stress-strain curves up to 1/3 of the ultimate load for loading

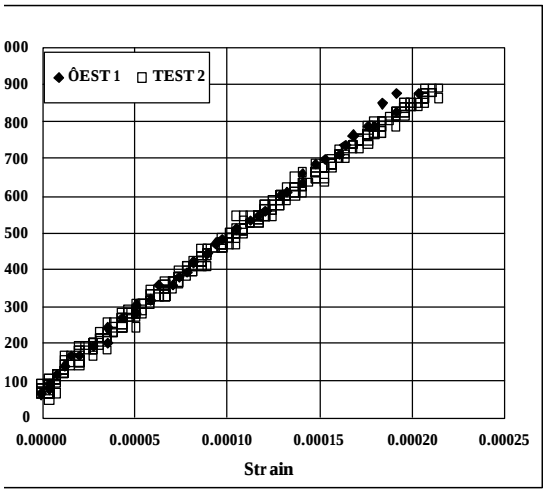


Figure 15: Typical stress strain diagram for constant rate stress application. Clay I with 20% Fly ash I

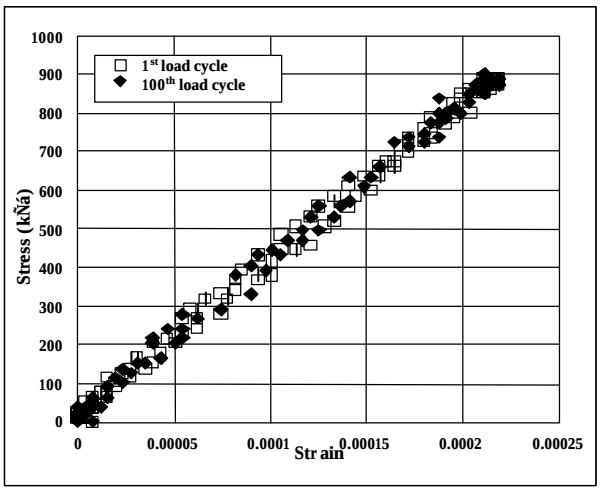


Figure 16: Typical stress strain diagram for sinusoidal loading for the first and hundredth load application. Clay I with 20% Fly ash I

types a, b, and c for clay stabilized with 20% FA at an age of 90 days. The stress-stain curve is essentially linear up to 1/3 of the strength a fact that has been observed for lime or cement stabilized fine-grained materials [1,2,4]. It can be seen (Fig 14) that the effect of the loading rate (loading type a and b) or the number of loading cycles (Fig 15 the first and the 100th loading cycle) does not create any appreciable difference in the stress-strain curve. Figure 17 shows a complete stress-strain curve in compression (clay I +20%FA) obtained by applying a constant rate of straining of $333x10^{-6}$/s. In general, the 3 types of loading examined have littleeffect on the stress-strain relationship and this is reflected in the 90-day modulus of elasticity values in Figures18 and 19. It is noted that the values of modulus of elasticity are high and as in the case of strength the modulus of elasticity of clay I is higher than that of clay II.

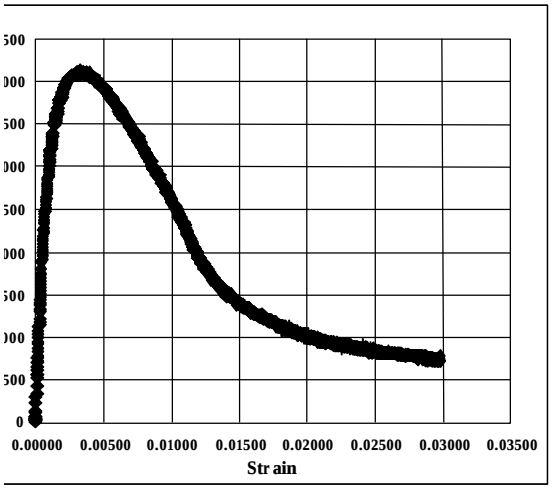


Figure 17: Typical stress strain diagram for constant rate of straining. Clay I with 20% Fly ash I

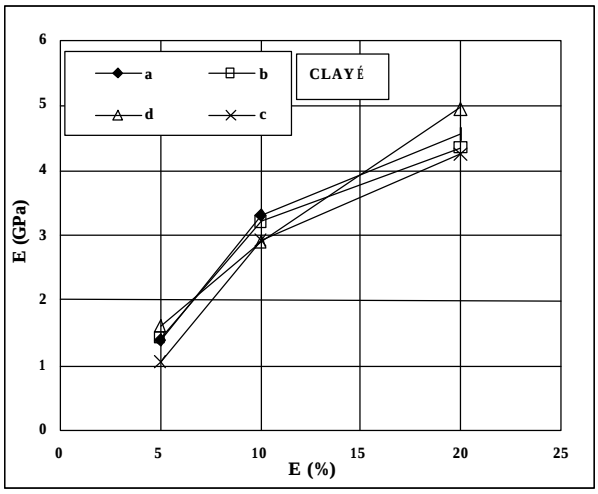


Figure 18 : Effect of loading type on the modulus of elasticity for various percentages of fly ash. Clay I

7.6 CBR tests

Figure 20 shows the 90-day old (24hr –soaked) CBR values in relation to soil type and fly

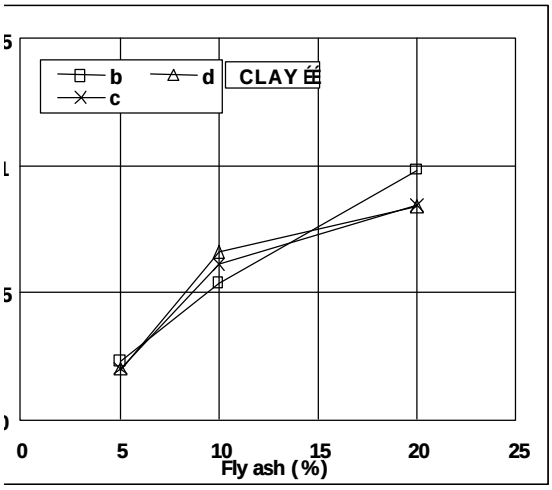


Figure 19 : Effect of loading type on the modulus of elasticity for various percentages of fly ash. Clay II

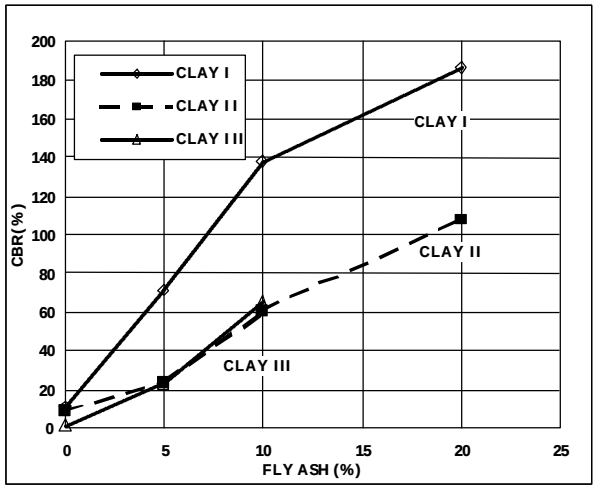


Figure 20: Variation of Californian Bearing Ratio for Clay I,II and III stabilized with fly ash.

ash content. It can be seen that as in the case of strength considerable CBR values are obtained in case of clay I while in case of clay II and clay III the increases are not so high. It should be noted however, that the 15% minimum CBR value usually required by many specifications is by far attained by the 3 soils with only 5% fly ash. The relation of CBR vs compressive strength and vs modulus of elasticity is shown in Figures 21 and 22 respectively. It can be seen that, for the 3 fine-grained soils examined, a linear relationship between CBR and strength exists although this applies strictly to the soils examined [4] In contrast, different relationships between CBR and modulus of elasticity are obtained for each soil and this is attributed to the fundamental differences between the two tests.

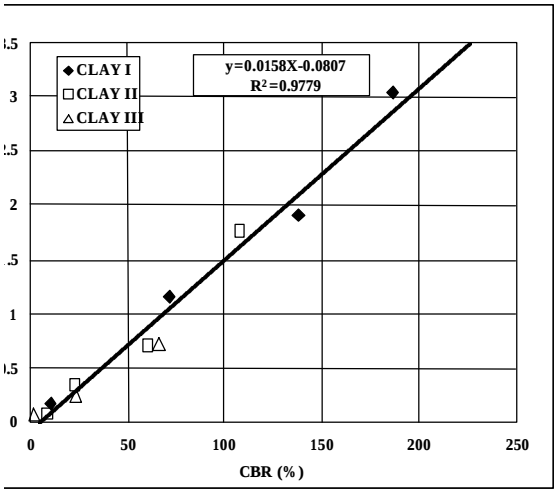


Figure 21: Relation between CBR and strength in uniaxial compression

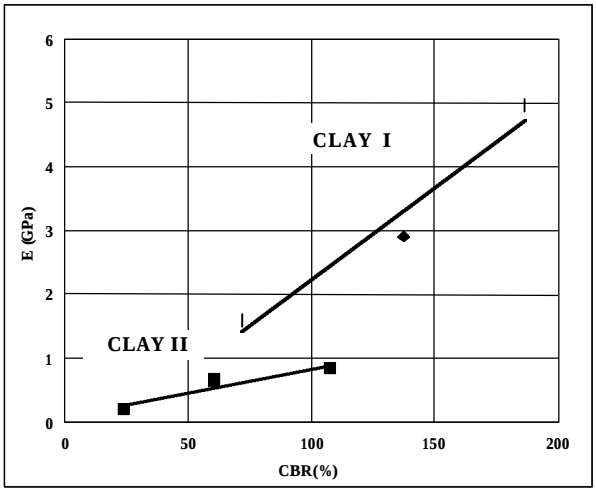


Figure 22 : Relation between CBR and modulus of elasticity in uniaxial compression

7.7 Implications in pavement design

Stabilized layers of fine-grained soils are prone to restrained movement cracking caused by drying shrinkage and thermal contraction. (It is interesting to note that two 28-day standard cured 100mmx100mmx500mm beams after 24 hrs in the laboratory environment (21oC 60%RH) exhibited severe surface cracking). It is therefore believed imperative that stabilized layers of this type receive immediately after completion of compaction adequate curing in order to minimize as much as possible cracking due to restrained deformation.

On the other hand construction traffic may cause also severe cracking. This can happen if traffic is allowed when the material is hardened enough to acquire a substantial percentage of its modulus of elasticity but is not strong enough to withstand the stresses imposed by the traffic. In order to take advantage as much as possible of the high values of modulus of elasticity and consequently reduce the required pavement thickness, it is proposed that a 200mm thick protective overlay of unbound well graded crushed granular material is constructed immediately after completion of the compaction of the stabilized layer. With this method an efficient curing is provided to the stabilized layer and simultaneously the stresses induced by traffic loading are reduced. Since the strength development of this type of stabilized materials is slow, the construction of the unbound layer will not cause any damage to the "green" stabilized layer if the construction is carried out immediately after completion of the compaction of the stabilized layer. The construction of a layer of unbound granular material on top of the stabilized layer has the additional advantage that it eliminates any danger of reflection cracking. If construction traffic is allowed without the above mentioned

precautions the stabilized layer will be severely cracked and the benefit of increased modulus of elasticity will be lost.

Fig 23 shows the flexural stresses developed at the bottom of the stabilized layer due to single axle load of 115 kN on double tyres. The beneficial effect of the protective layer of unbound granular material is evident. If an allowable flexural tensile stress for a limited number of load repetitions (construction traffic) of 0.2 MPa is assumed it can be seen (fig 18) that the required thickness of the stabilized layer is approximately 480 mm and 350mm when no immediate covering of unbound granular layer is used and when a 200mm thick overlay is used respectively.

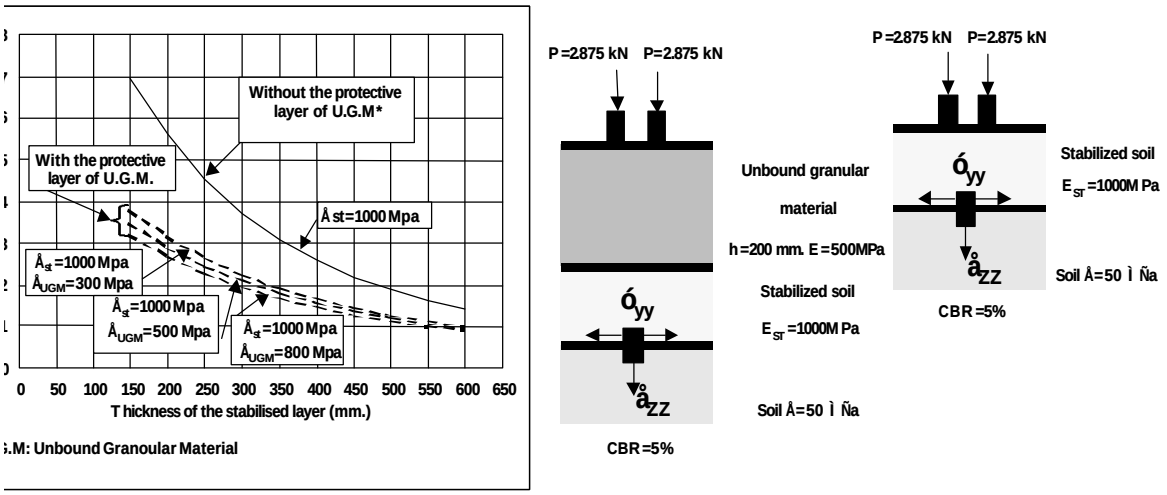


Figure 23: Stress $_{YY}$ vs thickness of stabilized layer.

In order to illustrate the beneficial effect of an in-situ stabilized layer on top of a poor subgrade, the pavements shown in Fig24 are analysed and compared. The pavement A consists of a asphalt layer of 100mm total thickness, an unbound well graded crushed stone layer 350mm thick and a stabilized layer 350 mm thick on a subgrade of CBR=3%. The assumed values of modulus of elasticity for each layer are shown in the figure. This pavement is compared to a conventional flexible pavement (pavement B) consisting of an asphalt layer of variable thickness, a 400mm layer of unbound crushed stone compacted in

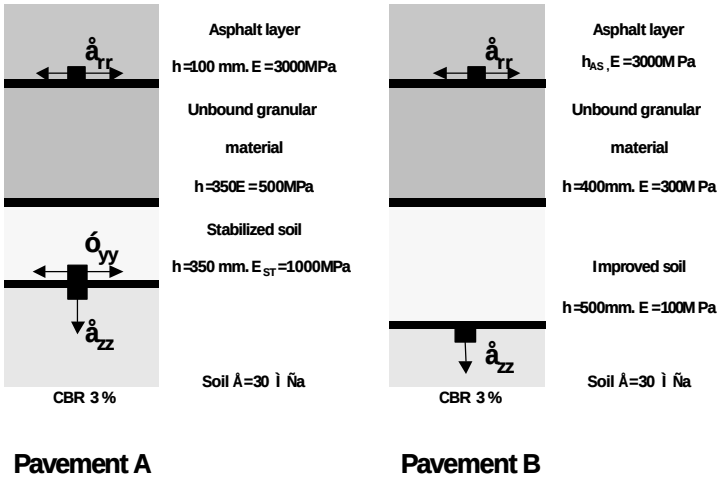


Figure24: Equivalent pavements

Table 4: Stress and strains at the critical points

	Pavement A	Pavement B	h_{AS}
$_r$	$97.2x10^{-6}$	$97.2x10^{-6}$	260
$( )^r$	0,107	-	-
$_z$	$189x10^{-6}$	$189x10^{-6}$	260

two layers, and an improved 500 mm course of imported material resting on the same sugrade of CBR 3%.Table 4 gives the stresses and strains at the critical points computed with the help of BISAR together with the required thickness of the asphalt layer so that the radial strains at the bottom of the asphalt course ($_{r1}$) and the vertical strains at the top of the subgrade ($_{z4}$) are equal in the two pavements.

8. CONCLUSIONS

This work shows that the potential of stabilizing clayey soils with high calcium fly ash is large depending on the type of soil, the amount of stabilizing agent and the age. The combination of fly ash and cement can increase the early as well the final strength of the stabilized material. All other mechanical properties are also considerably enhanced and in particular the modulus of elasticity. If suitable measures are taken in order to avoid or minimise cracking of the stabilized layer and maintain the high modulus values, considerable reductions of the total pavement thickness, and in particular of the asphalt course, may be achieved.

It can be seen that significant reductions on the thickness of asphalt courses can be achieved by constructing a stabilised layer on top of the subgrade. However, the above pavement analysis is based on laboratory values and in situ tests are needed in order to find more realistic values of the mechanical properties of the stabilised layer.

9. REFERENCES

1. Little, D. N. *"Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime* Kendall/Hunt publication Company Dubuque, Iowa , U.S 1995
2. Kolias, S. and Williams, R.I.T. *"Cement-bound road materials: strength and elastic properties measured in the laboratory"* TRRL Supplementary Report 344, 1978
3. Kasselouri-Rigopoulou, V. , Kolias, S. , Katsoulis,J. and Karahalios, A. *"A study of the hydraulic products formation in stabilised clay soils containing fly ash and cement"* 1ST International symposium on subgrade stabilisation and in situ pavement recycling using cement, Salamanca (Spain),2001
4. Sherwood, P. *"Soil Stabilization with Cement and Lime"* State of the art review Transport Research Laboratory, 1993

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

MODIFICACIÓN DEL SUELO UTILIZANDO CEMENTO EN UN AEROPUERTO SUECO

SOIL MODIFICATION USING CEMENT AT A SWEDISH AIRPORT

P. Lindh
Department of Soil Mechanics
and Foundation Engineering, Lund University
and Swedish Geotechnical Institute
John Ericssons Väg 1
221 00 Lund
Sweden
per.lindh@tg.lth.se

J. Hartlén, PhD
Department of Soil Mechanics
and Foundation Engineering, Lund University
John Ericssons Väg 1
221 00 Lund
Sweden
per.lindh@tg.lth.se

R. Andersson
Cementa
Box 30022
200 61 Malmö
Sweden
ronny.andersson@cementa.scancem.com

RESUMEN

Los suelos de grano fino se consideran problemáticos debido a su sensibilidad al agua, alta plasticidad, susceptiblidad a heladas, etc. Por ejemplo, generan problemas cuando se utilizan como material de relleno en periodos lluviosos. Las propiedades naturales de un suelo de grano fino se pueden modificar para cumplir los requisitos de un material de relleno, tales como compactibilidad, resistencia, durabilidad, etc. La modificación de las propiedades del suelo es una vía medio ambiental de ahorrar materiales como grava y rocas. Además minimiza el trabajo de transporte. En el aeropuerto de Sturup (Malmö, Suecia) se necesitaban 80.000 metros cúbicos de material de relleno. El suelo de grano fino existente en la zona no se podía utilizar debido a su alto contenido de agua. Además el trabajo de explanación se debía realizar durante el final del invierno y la primavera, y las precipitaciones introducirían más agua en el suelo. Se optó por modificar las propiedades del suelo en lugar de importar grava o rocas molidas. Tradicionalmente la modificación de propiedades del suelo se realiza con cal, pero ésta no resulta muy eficiente a bajas temperaturas. En este proyecto se utilizó cemento como alternativa. En este trabajo se presentan resultados de los ensayos de laboratorio y de campo.

ABSTRACT

Fine-grained soils are often regarded as problematic soils, regarding water sensitivity, high plasticity, frost susceptibility etc. For example, they cause problems when used as fill material in rainy periods. By using soil modification, a natural fine-grained soil can be transformed to meet requirements in a fill regarding compactability, strength, durability etc. to be used instead of imported gravel or crushed rock. Soil modification is an environmentally positive way to save materials such as gravel and rock. It also minimises the required transportation work. At Malmö –Sturup Airport there was a need for 80,000 cubic meters of fill material. The available fine-grained till could not be used, due to high water content. Since the earthwork was to take place during late winter and spring, the precipitation would introduce more water into the soil. Soil modification was chosen as an alternative to importing gravel or crushed rock. Traditionally lime is used for soil modification. However, lime does not perform very well at low temperatures. Cement was choose as the main binder used in this project. Results are presented from both laboratory and field test.

PALABRAS CLAVE

Modificación de suelos, cemento, suelos de grano fino, ensayo de laboratorio, MCV.

KEY WORDS

Soil modification, cement, fine-grained till, laboratory testing, MCV

INTRODUCTION

In order to extend the capacity at Malmö/Sturup Airport, a new concrete slab for parked planes had to be constructed. In this area, there was a large volume of peat that had to be replaced. The excavation for the new concrete slab, which was 12 meters deep at the deepest part, included the excavation of 37,000 cubic meters of peat. The planned fill material consisted of 80,000 cubic meters of fine-grained till. During test-pit excavations the fine-grained till was discovered to have a natural water content which was too high to be used in its natural state. The moisture condition value (MCV) of the natural soil was between 3 and 5, whereas it should be at least 7 to meet the requirements. The solution could be either to dry the till to an acceptable water content or to totally replace the till with imported gravel. A third solution, soil modification, came up as a good environmental solution. To evaluate the potential of the soil modification, a laboratory investigation was performed with the main purpose of verifying that the required MCV could be achieved.

The process of soil modification traditionally employs lime. Such modification results in a more suitable soil than the original soil, giving, for example, better compaction and strength characteristics. However, a lime-treated soil is less resistant to wetting than to a cement treated soil, especially when the soil temperature is below 10 degrees Celsius. Cement, on the other hand, has the disadvantage of a short working period, which is dependent on both the soil and air temperature. The laboratory tests were performed at a soil temperature of 8 degrees Celsius. The results showed that the working period at this temperature was much longer than the working period at 20 degrees Celsius. Furthermore, the results showed that a binder content of 2 % was sufficient to achieve a homogeneous mix with an MCV > 7. In the

laboratory tests the shear strength was also measured so this could be verified at the field site. The laboratory tests were thereafter verified in the field.

SOIL MODIFICATION

Traditionally lime is used for soil modification, or lime modification, as it is also denoted; this is performed to improve the properties of a fine-grained soil. There are different purposes for soil modification. These may be one or more of the following:

- Improving compactability by agglomeration
- Aiding compaction by drying wet areas (quick lime)
- Conditioning the soil for workability
- Providiong a base for subsequent construction

Soil modification uses less lime than soil stabilisation. Because of the lower lime content the material is less durable than to a stabilised soil. However, the modified soils are able to meet the desired criteria (1). Soil modification can be performed without any restrictions for subgrade improvement. The effects will be immediately obvious and can only be beneficial (2).

The soil modification effect is a result of the ion exchange at the clay surface by calcium cations. The result of the cation exchange reduces and stabilises the adsorbed water layer. It also increases the internal friction, resulting in greater shear strength and, due to the textural change, increased workability (3).

TEST PROGRAM

The testing program was designed to evaluate the effect of soil modification using cement and cement/lime. The modification effect was evaluated by comparing the modified soil with the natural soil dried to different water contents. The test was also to determine the required amount of binder and possible effect of a delay time between mixing and compaction. The main subject for the laboratory testing was the soil compaction properties. These were determined according to the Moisture Condition Value (MCV) method and an unconfined compressive test. In the field vane tests were used. Apart from the natural soil, two different soil/binder mixes were tested. The binders used in those mixes were cement and lime/cement (1:1). The field-testing was performed in two test areas. In the first test area the binder was mixed with the soil before the excavation and in the second test area the binder were mixed with the soil in the embankment.

Laboratory testing

MCV method

Parsons (4) developed the moisture condition value test method at the Transportation and Road Research Laboratory (TRRL) in Great Britain. The test is a rapid measurement of the moisture conditions of earthworks material. It is intended for construction control, to assess the suitability of materials in relation to the specified upper limit of the moisture content (4). In MCV testing, a special moisture condition apparatus (MCA) is used. The apparatus has a mould with a detachable base and an inner diameter of 100 mm. A free falling rammer with a mass of 7 kg and a diameter of 97 mm is attached to an automatic release mechanism.

Normally a soil sample of 1.5 kg is used together which a drop height of 250 mm. A lightweight disc with a diameter of 99 mm is placed on top of the soil to avoid extrusion of soil between the rammer and the sides of the mould. The disc also prevents smearing of the rammer. The total mass of the apparatus is 50 kg, of which 31 kg is from the base. The base has been made this heavy to eliminate most of the effects of using the apparatus in varying conditions e.g. placed on soft soil at a field site or on the concrete floor in a laboratory.

The MCV of a soil sample is defined as the lowest compaction energy required to obtain maximum compaction at a specific water content. To calculate the MCV, the penetration of the rammer at any given numbers of blows is compared to the penetration at four times as many blows and the difference is determined. This difference in penetration is plotted against the lower number of blows. The moisture condition value (MCV) is defined as 10 times the logarithm of the number of blows, corresponding to a difference in penetration of 5 mm on the plotted curve (5).

A determination of the MCV versus moisture content for the soil is performed by several tests at different water contents. From the results a linear regression is performed. This regression forms an equation:

$$w = a - b(MCV) \qquad \text{(Eq. 1)}$$

where w is the moisture content (per cent)

a is the intercept or the moisture content (per cent) at MCV = 0

b is the regression coefficient or the slope of the line.

From the parameters “a” and “b” certain conclusions can be drawn about the compaction properties of the soil. The parameter “a” is an arbitrary low-strength moisture content value, which could be used, in the same content as the liquid limit of the soil. The “b” parameter indicates the sensitivity of the soil to change in water content and a small “b” value indicates high sensitivity. A determination between MCV versus water content is shown in Figure 1.

There are three major differences between the MCV and the Proctor compaction methods. First, the MCV method does not have a defined compaction energy, but varies with soil type and moisture content, in contrast to the Proctor method, which always uses the same compaction energy. Secondly, the MCV method compacts a specimen in a single layer compared to the modified Proctor method, which compacts it in five layers. The third difference is that in the modified Proctor test the rammer only hits a limited surface of the specimen top, while in the MCV method the rammer hits the whole top surface.

The MCV test is found to be a very rapid method to determine fine-grained soils’ workability and water content and it can be carried out under site conditions within 6 to 10 minutes (6).

Soil parameters

The soil used for this laboratory study was classified as clayey sand till. The grain size distribution is shown in Figure 2. The soil has a liquid limit, w_L, of 26 % and a plasticity limit, w_P, of 11 %. The plasticity index, I_P, is then 15 %. These tests were performed according to

Swedish Standard (SS) 02 71 20 (7) and SS 02 71 21 (8) respectively . The natural water content, w_n, varied between 14 % and 15 %.

RESULTS AND DISCUSSION

A suitable MCV to achieve good compaction results is in the range of MCV = 7 to 12. Based on data presented in Figure 3, the regression equation between shear strength and MCV:

$$c_u = 13.2*e^{(0.2188*MCV)} \quad \text{(Eq. 2)}$$

The regression equation is based only on natural soil dried to different water contents. Equation 2 gives a range in shear strength between 61 kPa and 182 kPa for the MCV compacted soil. This is achieved if the water content of the natural soil is reduced to somewhere between 10 % and 12.5 %. The Swedish praxis for embankment fills is that they should have a vane-shear strength of approximately 100 kPa. The modified soil developed shear strength of approximately 280 kPa after 24 hours of curing in a climate chamber at 8 degrees Celsius, see Figure 3. In soil stabilisation the binder's working period is a very important factor. For soil modification this has minor importance as long as it is possible to compact the soil to a reasonable density and stable structure. The dry density for the modified specimens is significantly lower than that for the natural soil, even though they are fully compacted according to the MCV method, see Figure 4.

Figure 1 shows the difference between natural soil and modified soil. Soil modification with cement, does in fact, only give a small reduction in water content. However, the

agglomeration that is a result of the free lime in the soil-cement mixture increases the MCV by more than four units, compared to natural soil at the same water content.

The field test confirmed the laboratory results and showed an expected increase in MCV and shear strength. The initial MCV was between 3.5 and 6.2 before modification. The soil was then mixed with cement and after a curing period of approximately 3 hours the MCV had increased to above 7. This effect was lower than that achieved in the laboratory results but both the air and soil temperatures were around 0 degrees Celsius. The achieved shear strength was between 75 and 100 kPa immediately after compaction and increased to more than 200 kPa after 2 days.

CONCLUSION

The laboratory tests showed a significant immediate improvement in workability when 2 % cement was mixed with the soil. The same effect could be reached by drying the soil to a lower water content. However, the drying procedure is weather dependent, giving a low probability for success during late winter and spring. The effect of cement is thus caused by ion exchange and cementitious reactions. The most important thing is to get the soil in a compactable state. Soil modification with cement is a competitive alternative to lime modification for the tested soil type. It has been shown that the necessary effect can be achieved at low site temperatures. The low temperatures significantly increase the working period for a cementitious binder. The working period is of minor concern as long as the MCV is kept between 7 and 12 to achieve good results.

ACKNOWLEDGEMENTS

The Swedish National Board for Industrial and Technical Development (NUTEK), Cementa, The Swedish Board of Civil Aviation, and the Swedish Geotechnical Insitute has financed this study, which is gratefully acknowledged. The authors also gratefully acknowledge the valuable laboratory assistance of Mr. Ingvar Svensson at Lund University.

REFERENCES

(1) Little D. N. *Stabilisation of pavement subgrades & base courses with lime*. Kendall/Hunt Publishing Company. Dubuque, Iowa. 1995.

(2) Sherwood P. *Soil stabilization with lime and cement.* State of the art Review. TRL. 1995.

(3) Little D. N. *Fundamentals of the stabilisation of soil with lime.* Bulletin#332. National Lime Association. Arlington VA. Reprinted 1996. 1987.

(4) Parsons A. W. *The rapid measurement of the moisture condition of earthwork material.* TRRL Laboratory Report 750. Transport and Road Research Laboratory. 1976.

(5) Parsons A. W., Boden J. B. *The moisture condition test and its potential application in earthworks.* TRRL Supplementary Report 522. Transport and Road Research Laboratory. 1979.

(6) Matheson G. D., Winter M. G. *Use and application of the MCA with particular reference to glacial tills.* TRL Report 273. Transport Research Laboratory. 1997.

(7) SS 02 71 20. *Geotechnical test – Cone liquid limit.* SIS. Stockholm. 1990.

(8) SS 02 71 21. *Geotechnical test - Plastic limit.* SIS. Stockholm. 1990.

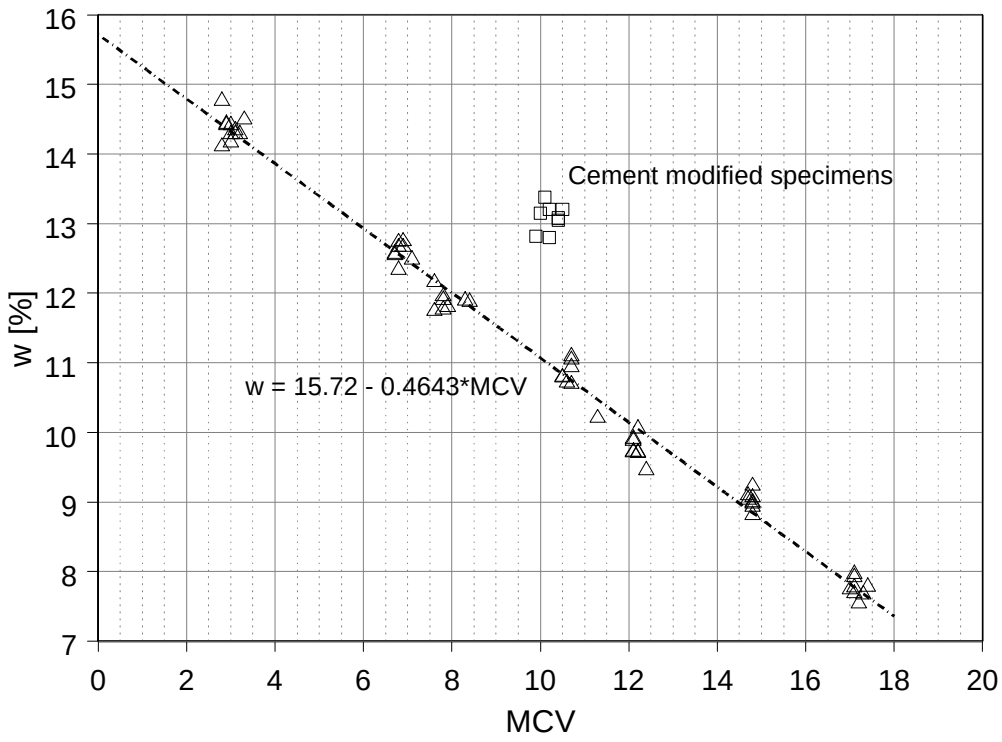


Figure 1. Calibration line MCV vs. water content for the tested soil. The slope of the calibration line indicates a soil with high sensitivity to wetting and drying (6). The cement-modified specimens do not follow the regression line based on natural soil. The delay time between mixing and compaction was 1 hour for all the modified specimens.

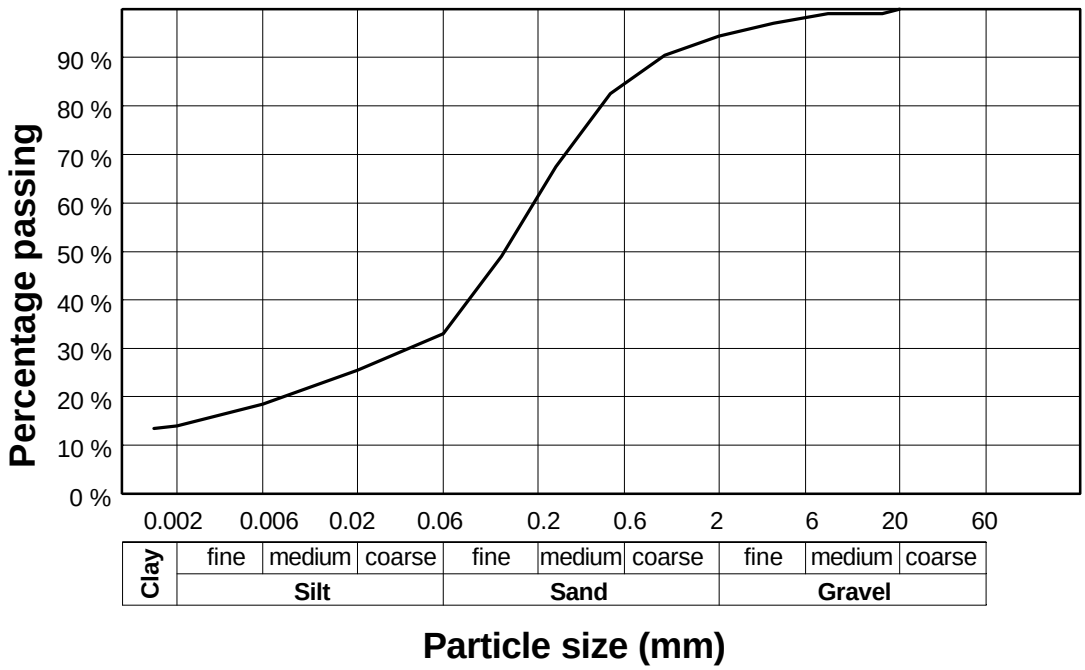


Figure 2. Grain-size distribution of the soil used in the laboratory tests. The soil is classified as a clayey sand till.

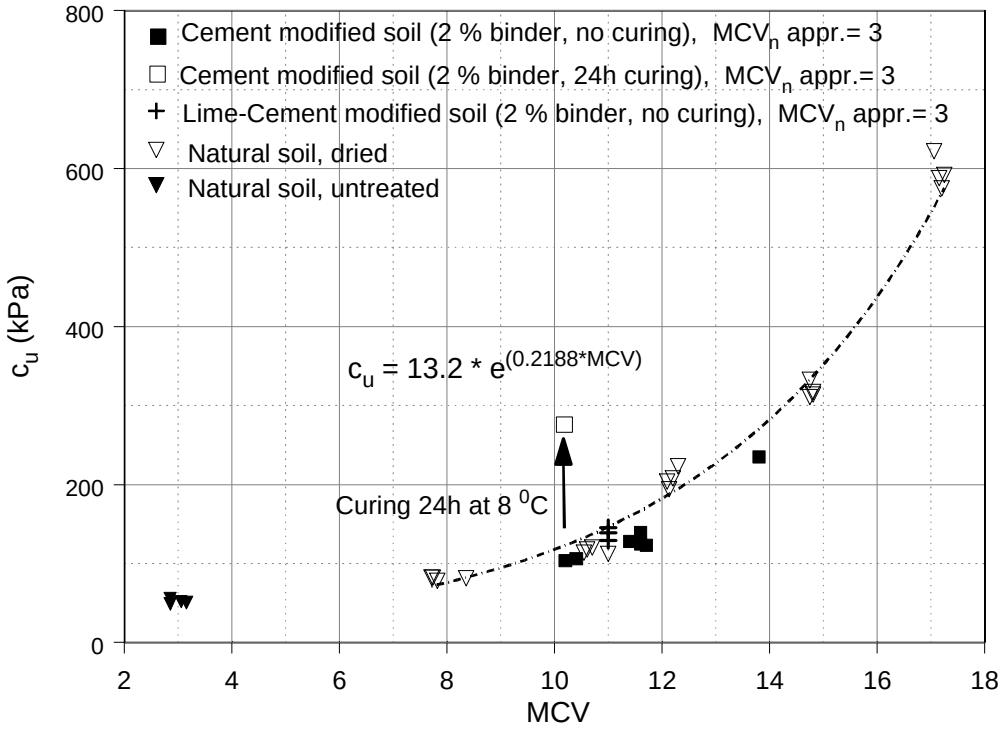


Figure 3. Shear strength versus MCV for natural, dried soil and modified soil. The regression equation is based on the natural dried soil. The uncured modified specimens corresponds well to the regression line.

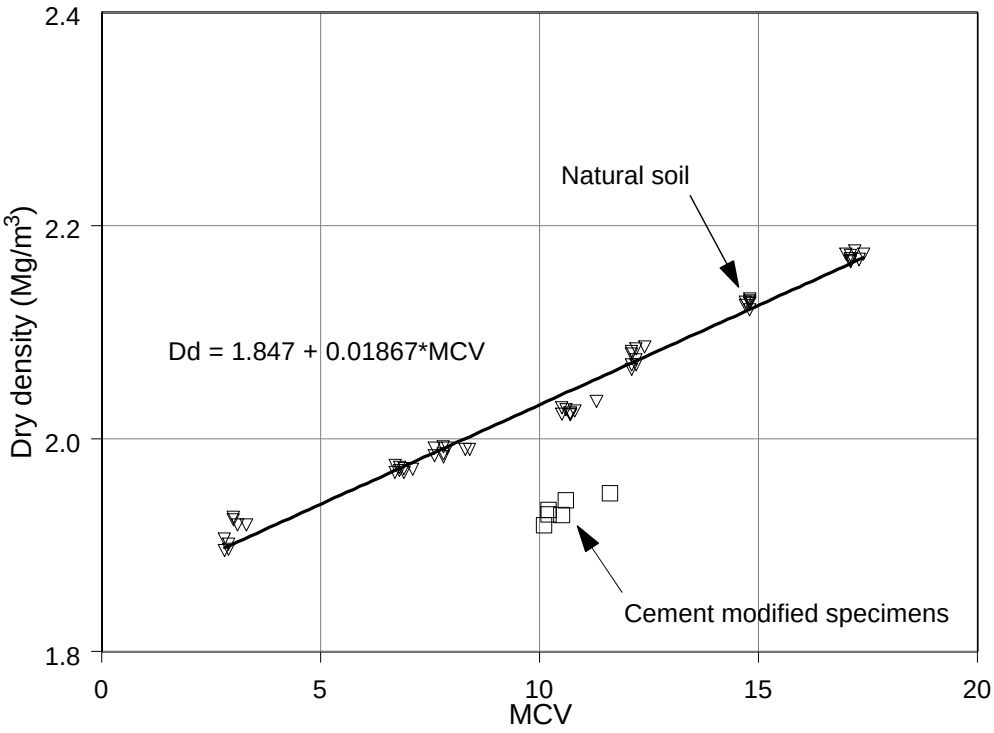


Figure 4. Dry density (Dd) vs. MCV. The cement-modified specimens showed a significantly lower dry density compared to natural soil.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

MÉTODO DE ENSAYO PARA LA EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UN SUELO ESTABILIZADO ANTE LAS HELADAS Y LOS DESHIELOS

TEST METHOD TO EVALUATE FROST PERFORMANCE AND FROST HEAVE OF A STABILISED SOIL

P. Lindh
Department of Soil Mechanics
and Foundation Engineering
Lund University
and Swedish Geotechnical Institute
John Ericssons Väg 1
221 00 Lund
Sweden
per.lindh@tg.lth.se

Å. Hermansson
National Swedish Road and
Traffic Research Institute
and Luleå University
of Technology
SE-581 95, Linköping
Sweden
ake.hermansson@vti.se

RESUMEN

En Suecia y en el resto de países nórdicos las heladas y deshielos son agentes que deterioran un gran número de carreteras. Existen varias técnicas para resolver este problema. Un método consiste en modificar algunos parámetros del suelo mediante la adición de un agente estabilizador. La estabilización del suelo modifica sus características produciendo capas más homogéneas. En Suecia la vida de una explanada de carreteras es de al menos 40 años. Durante este tiempo ocurren 40 ciclos de helada-deshielo como mínimo, y probablemente muchos más ya que en algunas zonas se producen varios ciclos durante el mismo invierno. En este trabajo se propone un método de ensayo para evaluar la durabilidad y la vida de una explanada. Dentro de una cámara térmica se analizan simultáneamente 16 muestras de suelo. La instrumentación necesaria está compuesta por 16 transductores de desplazamiento y 40 termopares. La parte inferior de la muestra (10-15mm) se sumerge en agua. La temperatura del agua oscila entre +3 y +5ºC y es controlada por un termostato. La parte superior de la muestra en contacto con el aire se protege con una fina capa de silicona para evitar que se seque. La temperatura del aire dentro de la cámara se hace oscilar entre –20 y +20ºC. Las muestras son elaboradas con un equipo de compactación mediante vibración. El suelo se compacta en un tubo de PVC para evitar su relajación durante los periodos de curado y ensayo.

ABSTRACT

In Sweden and other Nordic countries, freeze and thaw characteristics are important parameters in road constructions. Freezing and thawing deteriorate a large number of the Swedish roads. There are several methods to deal with this problem. One method is to modify some of the soil parameters by mixing in a stabilising agent. Soil stabilisation modifies the soil characteristics and results in fairly homogeneous layers. The service life of a subgrade for a road in Sweden is at least 40 years. During this time there will be at least 40 freeze- and thaw cycles, probably many more. In some areas each winter consists of several freeze/thaw cycles and the total number of cycles during a period of 40 years may greatly exceed 40. To verify the durability and lifetime of a stabilised soil, this type of testing is very important. The test equipment used is designed to test 16 soil specimens in each run. For data acquisition, 16 displacement transducers and 40 temperature measuring devices are used. The lower 10 to 15 mm of the specimens is connected to the water reservoir. The water temperature is controlled by a thermostat and varied between $+3^{o}$ and $+5^{o}$ Celsius. The tops of the specimens are protected from drying by a thin layer of silicone. The air temperature in the climatic chamber is varied from -20° to $+20^{o}$ Celsius. The specimens are manufactured in a vibratory-compaction equipment. The soil is compacted into a PVC-tube in order to avoid relaxation during the curing and testing period.

PALABRAS CLAVE

Estabilización del suelo, ciclos hielo-deshielo, ensayo.

KEY WORDS

Soil Stabilisation, Freeze and Thaw, Testing

INTRODUCTION

The service life of a subgrade for a road in Sweden is at least 40 years. During this time there will be at least 40 freeze- and thaw cycles, probably many more. To verify the durability and lifetime of a stabilised soil, freeze- and thaw-testing is very important in a Nordic climate.

The new testing equipment is especially designed to determine the frost heave of a stabilised soil. Stabilised soils differ from natural soils in many different ways, the most significant being the cementation caused by the stabilising agent. This cementation effect increases the strength and decreases the permeability of the soil. The stabilising agent can consist of one binder or a mix of different binders, e.g. cement, lime and slag. Since there is a nearly infinite variation of binder types, amount of binder, curing time, water contents etc, a large number of specimens need to be tested. In some cases small variations in treatments also need to be evaluated, and to statistically test for these small variations, several specimens of each treatment need to be tested under the same conditions. This requires testing equipment that has capacity to test several specimens in each batch. For both stabilised and natural soil it is advantageous to have the specimens cured without any horizontal relaxation. However, for the stabilised soil this is important, particularly during the initial curing.

DIFFERENT TESTING METHODS

In the literature there are a large number of different testing methods proposed for determining frost heave and freeze durability of soils see e.g. (1, 2, 3, 4, 5). Most of these tests are developed for natural soils but there are a few methods especially developed for stabilised soils. These tests are often similar to the wetting- and drying tests. The specimens are then subjected to immersion in water followed by freezing for 24 hours and thawing for 23 hours. After each thawing cycle the specimens are brushed and the loss in weight is determined (6).

Another testing method, based on the freeze durability of stabilised soils, compares the loss in compressive strength after a specific number of freeze- and thawing cycles (7). The frost-heave susceptibility testing methods measure the response at different temperature conditions to determine the soil’s heaving pressure or heaving rate, water-intake and maximum heave.

TESTING EQUIPMENTS

The testing equipment to determine the frost heave of a soil consists of a water supply, insulation, freezing device and instrumentation. There are some major differences between different types of testing equipment.

- The water can be supplied either from the top or the bottom of the specimen.
- The cooling effect can be applied either by a cooling plate or by air.
- One or several specimens can be tested simultaneously.
- The specimens can be with or without surcharge.
- The specimens can be with or without rigid radial support.

All testing units found in the literature using cold air apply the cooling effect at the top of the specimen and water is supplied from the bottom of the specimen. Testing units using other cooling devices e.g. Peltier cells, could be fed with water either from the top or bottom of the specimens (8, 9). In the Swedish testing method one specimen can be tested in each test run (9). In the TRRL test, nine specimens can be tested in each test run (8, 10). Wäre (4) developed three testing units that could perform 19 simultaneous frost-heave tests each and this equipment was used to evaluate the frost heave on lime stabilised soils. Balduzzi (3) describes a similar testing unit with six simultaneous frost-heave tests. In the TRRL frost heave test, only the lowest part of the specimen has a rigid radial support.

THE NEW TESTING METHOD

This new testing equipment consists of a compaction unit, a specimen-testing unit and a temperature test chamber (Arctest). The compaction unit is based on a vibrating compaction equipment, see Figure 1, modified to produce specimens in a PVC-tube. The specimen-testing unit is a direct frost-heave susceptibility unit, which can hold 16 specimens in each test series. The frost heave is measured on each specimen and the temperature is measured at 40 different locations. The bottom of the unit is a stainless-steel tub containing water. The bottom of the tub is un-insulated to allow the water to be cooled by the forced-air stream produced in the climate-test chamber. An immersion heater is used to control the water temperature and a circulation pump guarantees that the water temperature of the water bath is evenly distributed. The temperature is kept as constant as possible, oscillating within 4 and 5 degrees Celsius. A temperature regulator is used to control the immersion heater. The specimen holder is placed on top of the tub allowing 5 to 10 mm of the specimens to be in contact with the water, see Figure 2. In Figure 3 the specimen-testing unit is shown from above. No special arrangements are used to reduce the side friction between the PVC-tube and the specimen.

TESTING PROCEDURE

Stabilised specimens need to be stored for curing under special conditions as regards relaxation and humidity. To achieve the best possible conditions the specimens were compacted with a special vibratory compaction equipment. This method is modified in two major ways compared to Swedish Standard (11). The main goal when modifying the method was to obtain a compaction equipment that efficiently produces specimens which are confined

during curing. First, the specimen dimensions are changed to a diameter of 103 mm and a height of approximately 230 mm. Secondly the specimens are compacted in PVC-tubes supported by an outer steel tube, see Figure 1.

In this modified method, specimen is built up of three compacted layers of 1.5 kg each, compacted for 120 seconds. The surface between each layer is scarified to ensure interaction between the layers. After compaction, the specimens within the PVC-tube are removed from the compaction equipment and placed in a concrete saw and cut in a jig to a height of 206 mm. This is performed to achieve a ratio of 2:1 between height and diameter of the specimen. The slenderness ratio of 2:1 is the most common standard in unconfined compressive tests. After sawing the specimens are sealed with paraffin to prevent the evaporation of moisture. To achieve uniform conditions, the specimens are placed for curing in a climatic chamber at constant temperature (20 degrees Celsius) and constant humidity of 80 % R.H.

Following the curing period the specimens are placed in the testing equipment and there allowed to soak in water. In conjunction with the soaking a linear voltage displacement transducer (LVDT) is placed on each specimen. The temperatures are measured with copper-constantan thermocouples type T. In the first test series the tops of the specimens were not covered at all and this resulted in freeze dehydration. This problem was solved with a silicone coating on top of each specimen. The silicone coating remained elastic even in very low temperatures.

RUNNING THE TEST

The initial temperature was approximately 22 degrees Celsius and the temperature were then lowered approximately 2 degrees Celsius every 24 hours until the pre-defined air temperature was reached. The air temperature was set to –17 degrees Celsius and the freezing time was approximately 2 weeks. After 2 weeks, the air temperature was increased 8 degrees Celsius every 24 hours until an air temperature of 20 degrees Celsius were reached. When this air temperature was reached two specimens of each type was removed and replaced by dummies. The strength of the removed specimens was measured by an unconfined compressive test. The second cycle was then started and the temperature was lowered ~~by~~ 8 degrees Celsius each 24 hours until the air temperature of -14 degrees Celsius was reached. This temperature was chosen in order to produce the second ice lens at a different location compared to the first ice lens. After the second cycle four more specimens were removed and replaced with dummies. The test was stopped after three cycles. The frost heave for the three cycles is presented in Figure 4. Both the frost heave and the temperatures were measured every 5 minutes to guarantee as precise measuring as possible.

RESULTS AND DISCUSSION

Two different types of binders were used in this test: cement and a mixture of ground granulated blast furnace slag (GGBFS) and hydrated lime. The binders are denoted types A and B respectively.

The frost-heave measurements, presented in Figure 4, show a wide scatter for the specimens stabilised with binder type A. This scatter could be explained by the use of dynamic compaction equipment (1) or by varying initial water content (12). In the results presented by McCabe and Kettle (1) three distinct layers were visible in the specimens compacted with a vibrating hammer. However, the specimens produced in this test did not have any distinct layers or a large variation in the initial water content. The specimens stabilised with binder type B showed only show a very small frost heave and also a very small scatter between the specimens. The scatter shown in Figure 4 for the specimens stabilised with type A is large, and at this moment it is not clear if the scatter is due to the testing unit or to the manufacturing of the specimens. A plausible explanation could be a non-homogeneous structure in these specimens depending on of the binder type, e.g. cement does not produce the same homogeneity compared to lime. This effect will be examined during future test series.

The target minimum air temperature was set to three different temperatures during the three different freeze- and thaw cycles to produce three different ice lenses, see Figures 4 and 5. The photo in Figure 5 shows that only two ice lenses were developed even though frost heaving accrued during all three cycles, see Figure 4. Plausible explanations are that the differences in air temperature were too small between the different cycles, and that the third freeze cycle used an existing crack where the ice lens developed. The different freeze cycles shown in Figure 4 indicate that the frost-heave rate varies for the type A specimens both within the same cycle and between the cycles. The third cycle with only four type A specimens left, seems to have the most homogeneous heave rate. A plausible explanation could be that the variation between the specimens was reduced because of the selection of the specimens removed for strength testing. However it is also plausible that the first two freeze cycles uniformed the determined frost-heave parameters, c.f. Viklander and Knutsson (13)

In the second freeze cycle the frost heave for some of the type A specimens dropped before the temperature increase. No plausible explanation for this phenomenon can be found at this moment.

The temperature variation in the test unit is presented in Figure 6. This figure indicates that the PVC-tube conducts heat better than the soil specimen. This could be a result of cold air leaking in between the insulation and the PVC-tube. The thermocoupler placed just below the silicone coating shows a higher temperature than the thermocoupler placed outside the PVC-tube and 10mm below the insulation surface. A plausible explanation for the temperature difference between the thermo coupler on the top- and middle levels shown in Figure 6 is that specimen 4, see Figure 3, and is placed in the corner of the testing unit.

The graph presented in Figure 7 shows the unconfined compressive strength (UCS) for a double sample of specimen stabilised with binders A and B, respectively after 1, 2 and 3 freeze and thaw cycles. The result indicates a minor reduction of the strength. Figure 5 indicates that only horizontal cracks developed during the freezing. A plausible explanation

for the reduction in strength could be the horizontal cracks. The stabilised soils performed extremely well even after three freeze- and thaw cycles.

Further tests will include the effect of the specimen's initial water content according to Wäre (4) and Brandl (14).

CONCLUSIONS

This new testing unit could be improved with some modification to perform a large number of freeze- and thaw cycles that could be used for long-term tests including 20 cycles or more. Today, the testing unit lacks surcharge and therefore water is not drained properly during the "summer" period. A surcharge will compress the specimen and the extra water will drain. More testing of the autogenous -healing effect of a stabilised soil needs to be performed to evaluate if this could reduce the effect of the frost heave. Another modification that will be considered is to reduce the side friction between the PVC-tube and the specimen (15).

ACKNOWLEDGEMENT

The Swedish National Board for Industrial and Technical Development (NUTEK), Peab, Cementa, Nordkalk, Merox has financed this study, which is gratefully acknowledged. The authors also gratefully acknowledge the valuable assistance of our supervisors Professor Jan Hartlén at Lund University and Professor Sven Knutsson at Luleå University of Technology. We also gratefully thank Dr Hans Wirstam at The Swedish National Road Administration for his valuable comments. We also wish to thank Mr. Ingvar Svensson at Lund University for his valuable laboratory assistance and help during the development of this testing unit.

REFERENCES

(1) McCabe E. Y. & Kettle R. J. *Soil Freezing Response: Influence of Test Conditions*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 8, No. 2, June 1995. pp. 49-58. 1995.

(2) Garand P. and Ladanyi B. *Frost Susceptibility Testing of a compacted glacial till*. Int. symposium on Ground Freezing, Hanover, 1982.

(3) Balduzzi F. *Bodensmechanik f r den Strassenbau*,(in German), Svenska Cementföreningen, Malmö. 1967.

(4) Wäre O. *SVENSKA BYGGNADSKALKERS INVERKAN PÅ FINKORNIGA JORDARS VÄGTEKNISKA EGENSKAPER*. Report No 41, National Swedish Road and Traffic Research Institute. (in Swedish). 1974.

(5) Esmer E., Walker R. D. and Krebs D. *Freeze-Thaw Durability of Lime-Stabilized Clay Soils.* Highway Research Record Number 263, pp 27-36, Highway research board. 1969.

(6) Sherwood P. T**.** *Soil Stabilisation with Cement and Lime*, TRL State of the art Review, HMSO. 1993.

(7) TRB. *Lime stabilization*. State of the art report 5, Transportation research Board. 1987

(8) Jones R. H. and Dudek S. J-M. *Comparison of the Precise Freezing Cell with Other Facilities for Frost-Heave Testing*. Transport Research Record 705, Pp 63-71, 1979.

(9) SNRA**.** *Bestämning av tjällyftningsparametrar*. Metodbeskrivning 609:1994, Publ. 1994:44 (in Swedish), Swedish National Road Administration. 1994.

(10) Roe PG. & Webster DC. *Specification for the TRRL frost-heave test*. TRRL Supplementary Report; 829. Transport and Road Research Laboratory. Crowthorne.1984

(11) SS 02 71 09. *Geotechnical tests – Compaction properties – Laboratory compaction.* Swedish Standard, SIS, Stockholm. 1994.

(12) Brandl H. *Mixed in-place stabilisation of pavement structures with cement and additives* Geotechnical Engineering for Transport Infrastructures, Editor Barends et al. Balkema, ISBN 90 5809 047 7, 1999.

(13) Viklander P. and Knutsson S. *Permeability changes in a fine-grained till due to cycles of freezing and thawing.* Proc. International symposium on Ground Freezing and Frost Action in Soils, 15-17 April, 1997, pp. 193-202, Editor: S. Knutsson, A.A. Balkema, Rotterdam. 1997.

(14) Brandl H. *Short and long term behaviour of non-treated and lime-- or cement-stabilised fly ash*, Bengt B Broms Symposium on Geotechnical Engineering, Singapore, 1995.

(15) Chamberlain E. J. *Comparative Evaluation of Frost-Susceptibility Tests*, Transportation Research Record 809. Pp. 42-52, 1991.

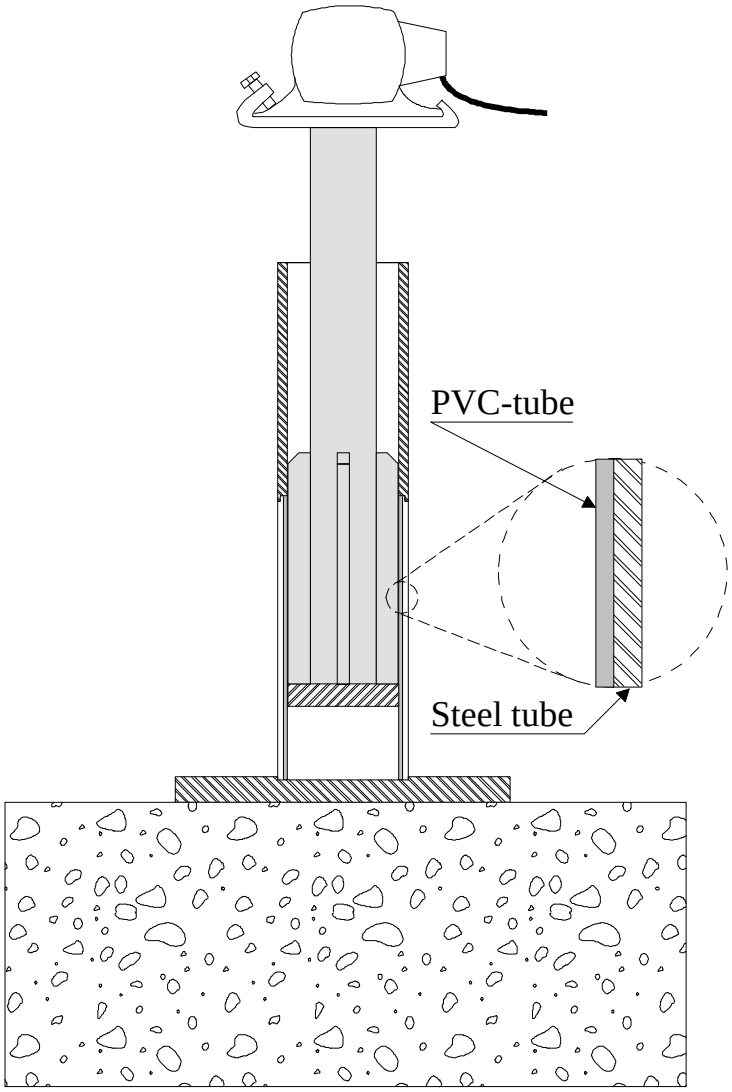


Figure 1. This figure shows the vibratory compaction equipment.

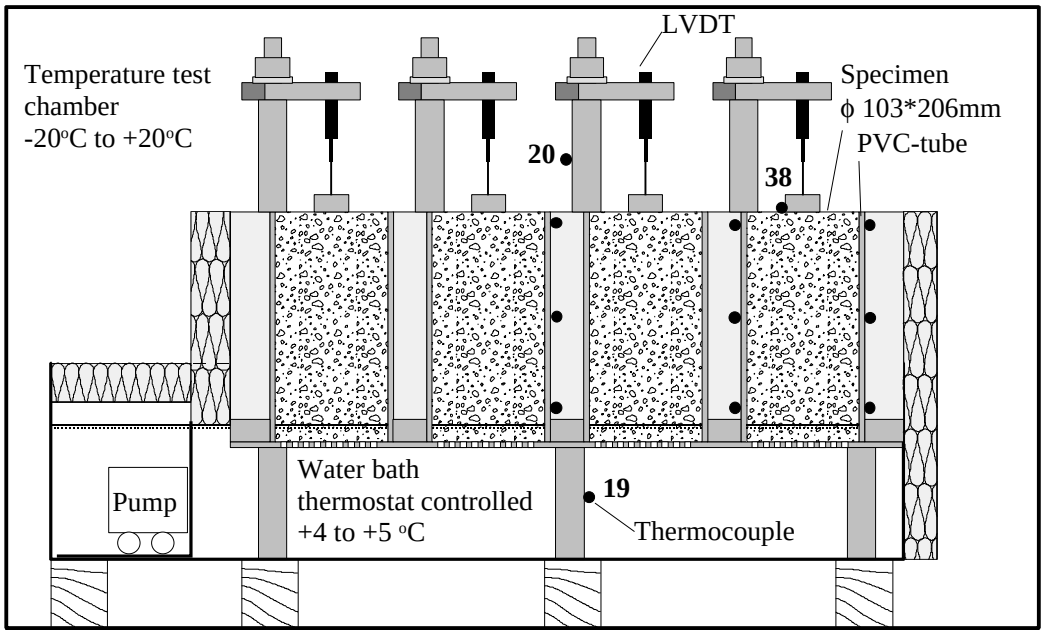


Figure 2. This figure shows the side elevation of the test unit inside the climatic chamber. The forced-air streams produced by the climate chamber also circulate below the un-insulated tub to cool the water.

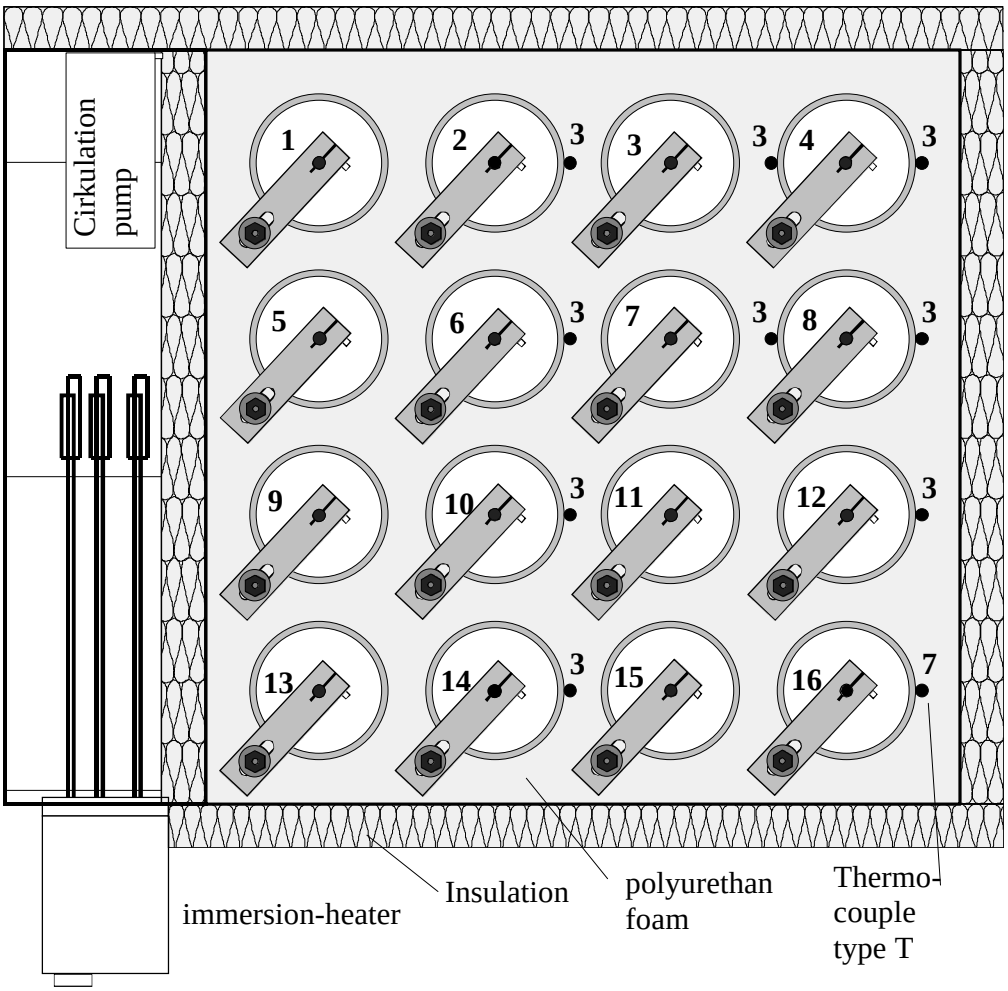


Figure 3. Figure shows the bottom view over the testing unit that is placed in the climatic-chamber. The figures represent either the specimen number or the amount of thermocouples that are placed in the unit

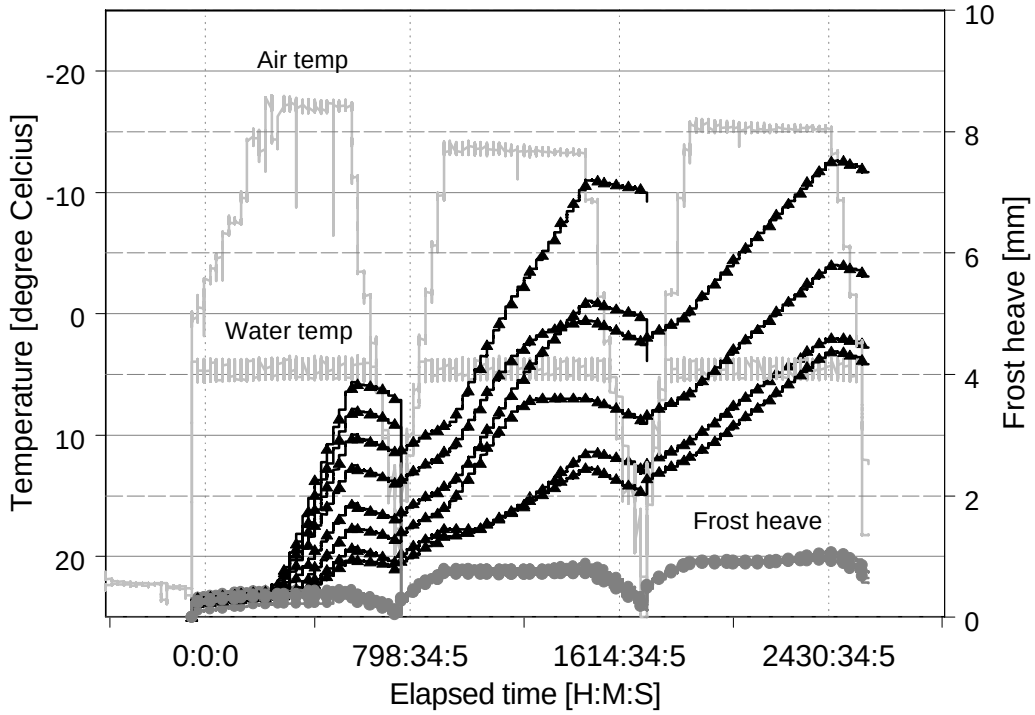


Figure 4. Frost heave from a test series comparing soils stabilised with two different types of binders. Lines with symbols are frost-heave measurements and lines without symbols shows air and water temperature. The temperature lines are associated with the left y-axis and the frost heave lines are associated with the right y-axis. Black lines with triangle symbols represent the soil stabilised with binder type A and the grey lines with circle symbols represent soil stabilised with binder type B (eight samples).

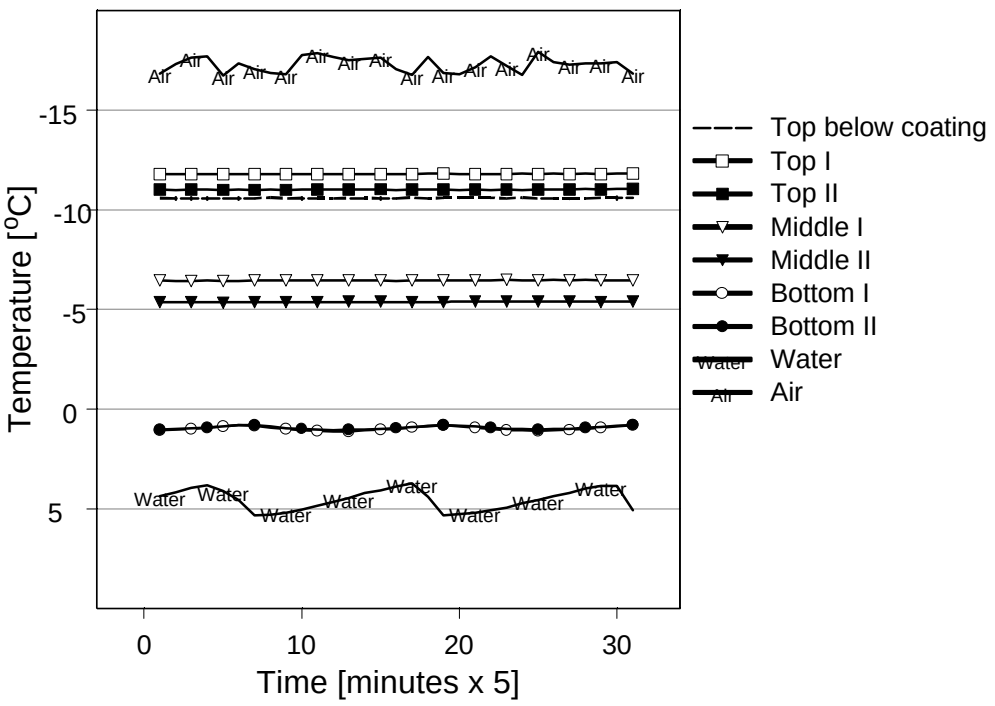


Figure 6. Temperature variations in specimen 4 were I and II are measuring points separated by 180 degrees. For elevation placing see Figure 2. The diagram shows the results from specimen 4, c.f. Figure 3.

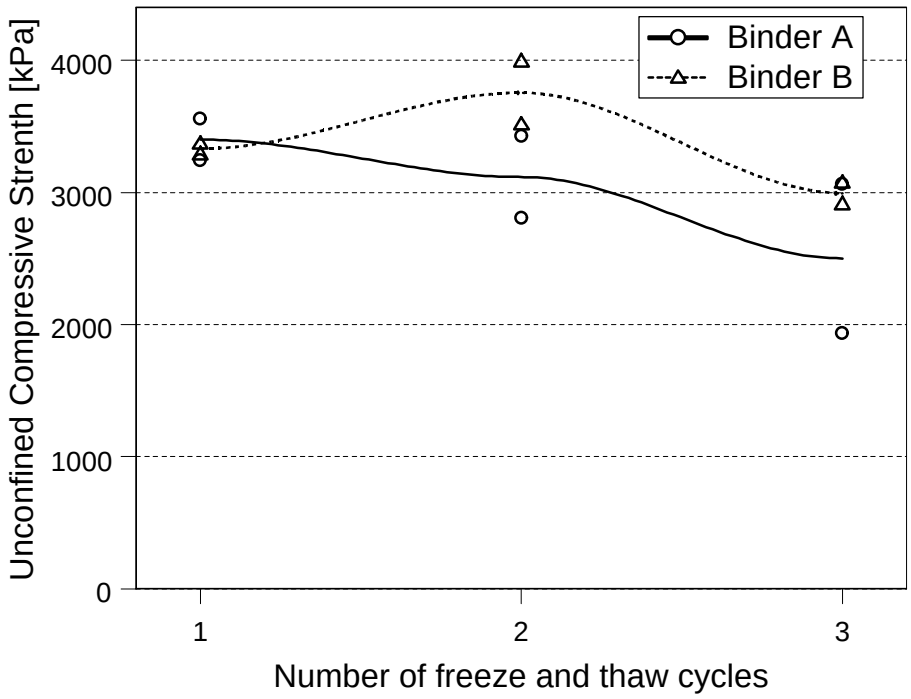


Figure 7. Unconfined compressive strength (UCS) for the tested specimens after 1, 2 and 3 freeze- and thaw cycles. The figure shows the UCS values for specimens stabilised with binder type A and binder type B.



Figure 5. A stabilised soil specimen stabilised with binder type A just before testing of the unconfined compressive strength in the MTS load frame. Photo Per Lindh.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

CONTROL DE EXPLANADAS TRATADAS CON UN NUEVO MÉTODO CONTINUO DE EVALUACIÓN DE MÓDULOS

CONTROL OF TREATED SUBGRADES WITH A NEW CONTINUOUS METHOD TO ASSESS THE MODULUS

A.Quibel
Head of the Centre d'Expérimentation Routière
Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement
10, Chemin de la Poudrière – BP 245
76121 Le Grand-Quevilly (France)
alain.quibel@equipement.gouv.fr

H.Havard
Associate Technical Director « Géotechnique »
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Route de la Bouaye – BP 4129
44341 BOUGUENAIS Cédex (France)
herve.havard@lcpc.fr

D.Bisson
Head of the Centre d'Etudes et de Construction de Prototypes
Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement
10, Chemin de la Poudrière – BP 245
76121 Le Grand-Quevilly (France)
daniel.bisson@equipement.gouv.fr

RESUMEN

El tratamiento de suelos de características inadecuadas, cohesivos, a veces húmedos, con conglomerantes hidráulicos proporciona capas superiores más adecuadas cuyos elevados módulos elevados pueden tenerse en cuenta en el dimensionamiento del firme. Sin embargo, se debe asegurar una buena calidad del tratamiento en cada punto de la capa para garantizar el comportamiento a largo plazo de la estructura. Recientemente, se han observado destacadas mejoras en los equipos de tratamiento, pero algunos factores como granulometrias gruesas, condiciones de humedad elevada, o un mantenimiento insuficiente de los equipos, pueden influir sobre la calidad final de la estructura.

Para evaluar esta calidad, un nuevo equipo denominado “portancemètre”, desarrollado en la red de los Laboratorios des Ponts et Chaussées en Francia, ofrece la possibilidad de efectuar medidas continuas de los módulos de la explanada mientras circula sobre la misma. El dispositivo consiste en una rueda vibrante remolcada por un vehículo todo terreno. Se registran de forma continua los valores de los módulos en una gama entre 30 y 300 MPa o más. Con este elevado rendimiento el equipo es capaz de controlar 15 a 20 kilómetros al día, y ser de fácil manejo en una obra. De forma sistemática se detectan los puntos débiles, lo que permite tener una visión global de la calidad del tratamiento antes de continuar la construcción del pavimento.

ABSTRACT

The treatment with hydraulic binders of poor characteristics, cohesive, sometimes wet soils, provides very interesting top layers, the high modulus of which is able to be taken into account in the pavement design. However, it needs to ensure a good quality of treatment on every point of the layer, to guarantee the long term behaviour of the structure. Large improvements in treatment equipments have been observed recently, but some factors like coarse granulometry, or very wet conditions, or insufficient maintenance of equipments, may affect the final quality of the structure.

To assess this quality, a new apparatus called : the portancemetre, developed in the network of Laboratories of Ponts & Chaussées in France, is able to continuously measure the modulus of the platform when rolling on it. It consists in a vibrating wheel towed by a 4 WD vehicle. Continuous profiles of modulus are recorded, the range of them being between 30 and 300 MPa or more. With this high cadence the apparatus is able to control 15-20 km per a day, and easy to operate on a jobsite. Weak points are systematically detected, allowing to have a complete view about the quality of treatment before continuing the pavement construction.

PALABRAS CLAVE

Estabilización, calidad, evaluación, medida, módulo de elasticidad.

KEY WORDS

Stabilisation, quality, assessment, measurement, modulus of elasticity

1 INTRODUCTION

Large improvements have been obtained since the end of the sixties, with the development of the treatment of soils. First applied to allow the construction of embankments, using lime to reduce moisture effects on wet soils, it has then been extended to treatments with hydraulic binders to significantly enhance the properties of subgrades and subbase layers, allowing them to be taken in account in the pavement design.

The development of the technique in a such way has been possible because of great efforts in construction methods as well as in equipments efficiency. Regularity in spreading binders, depth action and homogeneity in mixing, efficiency in compaction have been systematically studied. In France, the whole knowledge in the subject, including studies aspects, realization on sites, and quality assurance, has been exposed in a recent technical guide (1).

In the pratical applications, stipulations may assemble methods requirements and reception of platforms. Generally, the method of reception is the measurement of the deformability of the platform with a 130 kN axle load. For instance, the lowest level of platform with hydraulic binders corresponds to 0,8 mm in maximal deflexion. Higher levels are corresponding to 0,6 mm or 0,5 mm maximal deflexion, allowing to optmize pavement design.

The new method presented in this paper has been set out from compaction knowledge. The apparatus has been studied and built for the general purpose of the reception of embankments and subgrades. Some examples in the context of treated platforms show the great interest of the method to assess the homogeneity of the process.

2. PRINCIPLE OF MEASURE

The low width vibrating wheel (fig 1) is towed by a vehicule, and is equipped with sensors to



Figure 1 : Vehicule and vibrating wheel.

measure simultaneously the dynamic force and the soil deflexion. The force-deflexion relationship is used to calculate the stiffness of the subgrade, from which modulus is determined. This processing has already been described in detail (2) ; only the essential characteristics are recalled hereafter :

2.1 Force measurement.
The vertical component of the dynamic force is continuously calculated during every cycle of vibration, from accelerometers, mass parameters, and phase angle between the centrifugal force and the amplitude.

2.2 Measurement of soil deflexion.
A double integration of vertical acceleration leads to the vertical amplitude of the vibrating wheel, and thus to the deflexion during the application of the force. The slope of the first part of the loop force-displacement represents the soil stiffness.

2.3 Calibration.
The stiffness leads to the modulus, using an experimental calibration on a large number of tests. The tests have been performed at the Centre d'Expérimentation Routière, on platforms between 10 MPa and 500 MPa. The reference apparatus for the calibration is either static plate test (EV_2 value) or dynamic plate test.

2.4 Wheel travelling and speed measurement.
The travelling speed is measured by an ultrasonic Doppler radar, which also allows to determine the covered distance, and then, to situate the measure in the longitudinal profile.

2.5 Data acquisition and processing.
In this application, the loop force-displacement is built on average force and deflexion signals for 30 consecutive periods. With a 30 Hz vibration frequency and a 3,6 km/h travelling speed of the apparatus, modulus is measured for each meter length.

The successive values give a continuous longitudinal profile of modulus. The real-time processing allows the operator in the vehicule to see the variations of bearing capacity. After measurements on one track, the printing of the results on board is possible, or at the office at the end of the measurement campaign as well.

3. APPLICATION TO STABILISED PLATFORMS

3.1 Example 1 :
It deals with the end of earthworks construction of the A29 motorway in the north of France. The platform where the tests have been done is built with silty loam stabilised with lime to give a minimal bearing capacity of 50 MPa.

The current reception of the platform is made by a deflectograph (short frame). It is considered that if the deflexion is very poor : more than $230/100^e$ mm, corresponding to the application of the relation between the modulus E (MPa) and the deflexion d (mm) : E = 115/d, there is an insufficient bearing capacity . At the other extremity, if the deflexion becomes less than $80/100^e$, the value of deflexion has no matter : the stabilisation is of course quite correct.

A 800 m length section has been controlled by the two methods : new and classic. In the figure 2 , the measurements of the classic one are expressed in term of modulus with the above relation. The new apparatus made 3 successive measurements at 3 km/h on the same track (at ± 1 m in the cross section) to show the interesting reproducibility.

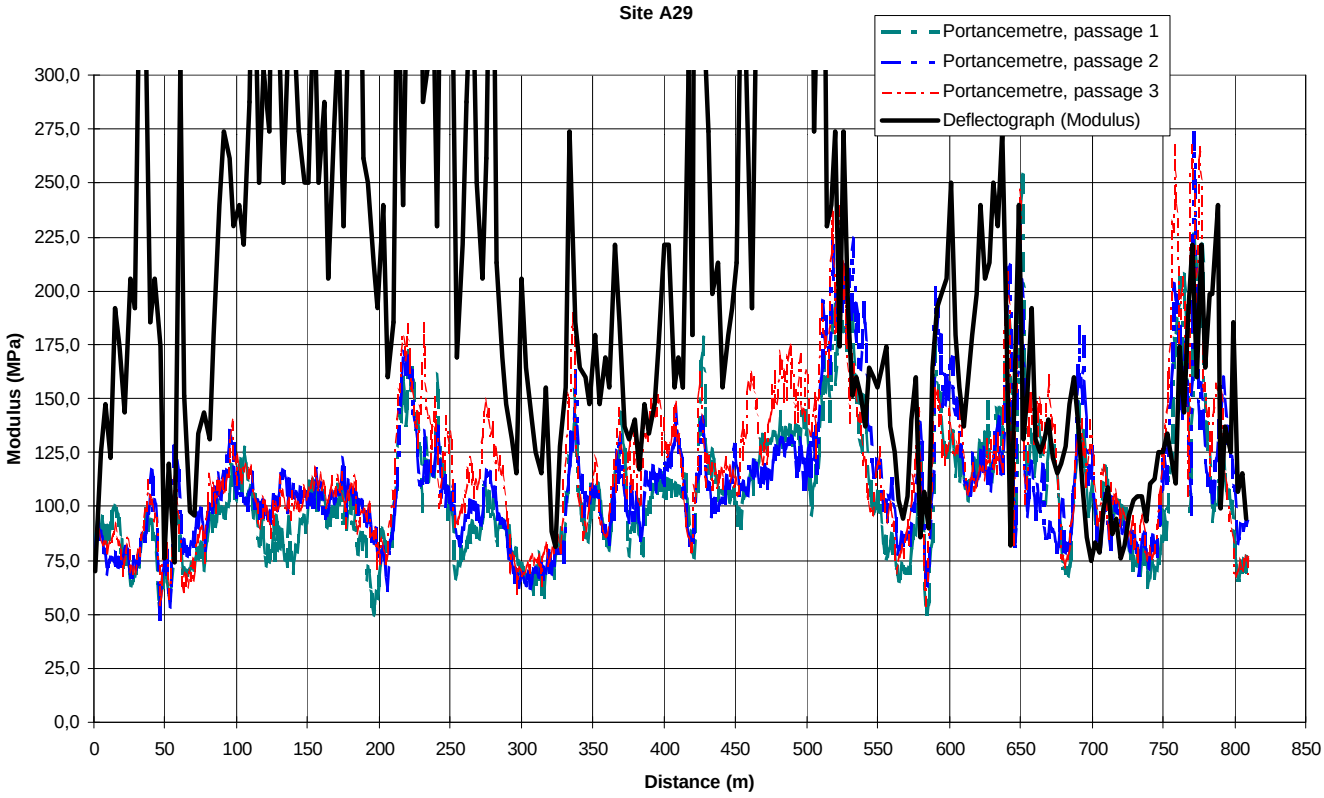


Figure 2: Example 1.

The graph clearly shows some « weak » points, just obtaining the limit value of 50 MPa. There is a good concordance between the two methods in the detection of these weak points. When the deflexion is very low, the calculated modulus with the classic method is in excess comparatively to the one measured by the new (especially between 100 – 300 m length). It is interesting also to note that during the 0 – 510 m length, a tack coat has been put on the stabilised layer. The new method seems to be not influenced by it.

3.2 Example 2 :

It comes from the earthwork construction of the A 84 motorway in the west of France. The platform was made also with silty loam, the stabilisation of which was applied on some sections and not applied on others, depending on the moisture conditions. The binder is lime. Minimal modulus value to be obtained was 45 MPa, using the dynaplaque 1 apparatus, consisting in a dynamic plate test under a falling weight. The measurement of the ratio between rebound and initial height leads to the modulus value, the accuracy of the calibration being satisfactory until 100 MPa with this first version of apparatus.

Since these example, a new device dynaplaque 2 is capable to have a direct calculation of modulus in the range 25 – 250 MPa. (3)

On a 630 m length section, the figure 3 shows the measurements with the new method with two values of vibration amplitude, and those with the dynaplaque 1. The current amplitude is 0.5 mm, and the 1 mm amplitude is an complementary functionality, considered to have a better accuracy in the range 30 – 60 MPa of the total possible range 30 – 300 MPa with the new apparatus.

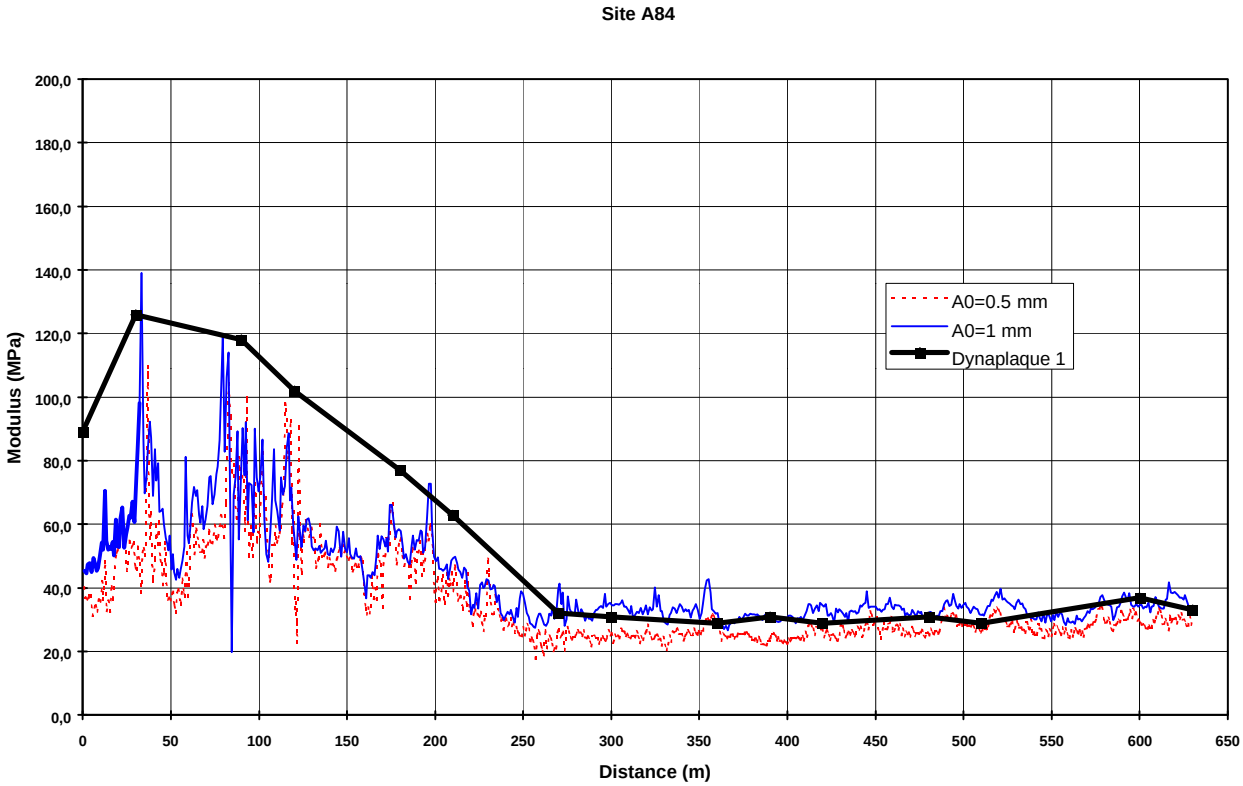


Figure 3: Example 2.

In this example, one can see the low bearing capacity of the 200 – 630 m length of the section, and the very good concordance in the measurements on this zone, showing absence of stabilisation. In addition to this, it can be mentioned that a static 600 mm plate test has been made at the position 420 m, the result of which is 44 MPa in EV_2.

3.3 Example 3 :

This example deals with cement stabilisation on a subgrade. The embankment was built with fine sand, the moisture conditions of which were scattered. The stabilisation was made on the upper 0,15 m of the final layer. The new method showed, on about 400 m length section (figure 4), that the bearing capacity was also scattered, between 46 and 260 MPa. The stabilisation thickness is just sufficient to ensure minimal values of bearing capacity on some places where the natural sand was probably in wet conditions.

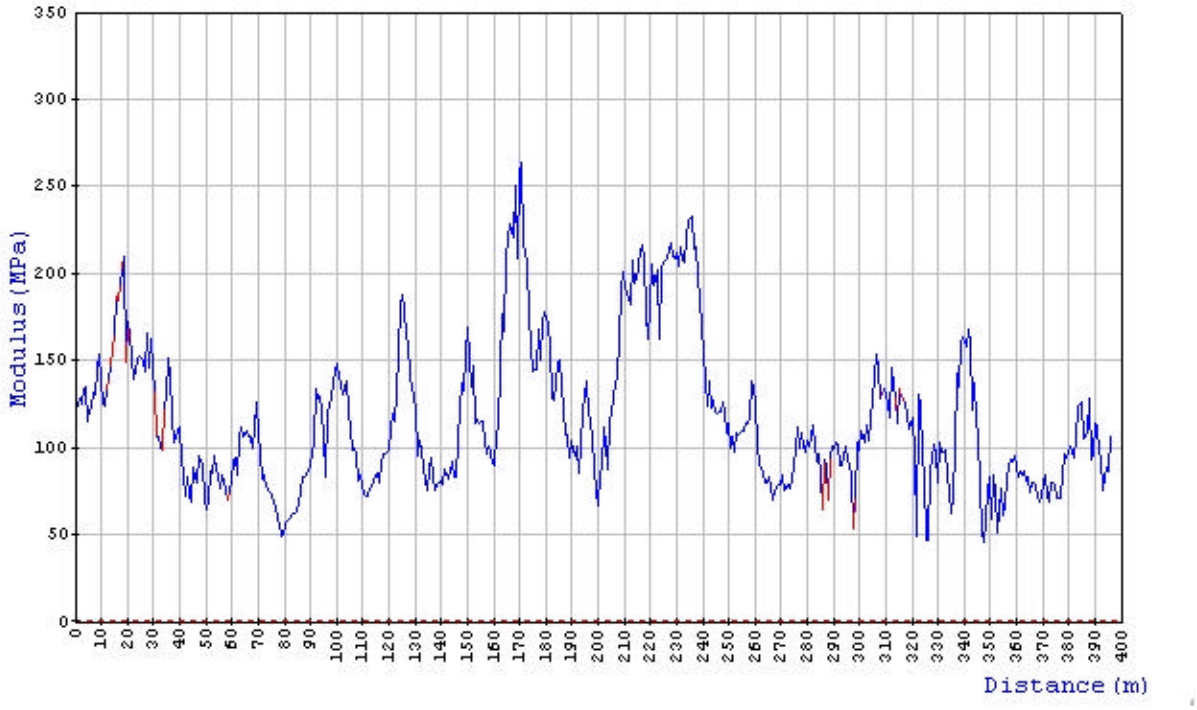


Figure 4: Example 3.

From the file containaing the modulus on every meter length, the computer program allows further exploitations such as : average and minimal values of modulus E in a subzone, % of measures in conformity with the required modulus, standard deviation and coefficient of variation σ/E. The homogeneity of a platform may be appreciated by this coefficient, using the conditions in table 1. In the example 3, the coefficient of variation is 36%.

Table 1 – Interpretation with the coefficient of variation

Coefficient of variation σ/E	Homogeneity
< 15 %	Good homogeneity
15 – 20 %	Moderately scattered
> 20 %	Scattered, or with a contrast of subzones

3.4 Example 4 :

This example is a short experimental section of 0.25 m thickness pavement material (0/20 crushed gravel), stabilised with cement.

The new method was used on 20 meters length, and 15 static plate tests were made on the same area, after 2, 7, 28 and 90 days after treatment. The subgrade was a natural gravel with a 120 MPa modulus.

The results of the tests (table 2) show that the new method has one advantage in the high values of modulus : the standard deviation is less important than the one obtained with classic plate test.

Table 2 – Example 4 (cement gravel)

Age (days)	2	7	28	90
EV_2 (MPa)	198	252	368	438
σEV_2	26	22	51	99
E New method (MPa)	232	273	363	433
σ E	18	27	27	39

The σ value includes the non-homogeneity of the platform (here low because a treatment with care in a mixing plant), and the dispersion of the method. It is clear that the part coming from the method is rising very much in the case of plate tests after 250 MPa.

So, even if the new method is declared as useful in practice until 300 MPa, higher modulus may be probably measured with satisfaction.

4. CONCLUSIONS

The continuous profiles of modulus measured with the new apparatus are of a great interest for the assessment of stabilised platforms. Showing immediately the weak points, the method is capable, either itself on in association with traditional methods such as static or dynamic plate tests, to check the conformity of the required bearing capacity, and to evaluate the homogeneity of the platforms.

The apparatus has a tight correlation with the measurements of static and dynamic plate tests in the global range of 30 to 300 MPa. However, one may consider each method with its own properties, especially depth action, which is estimated to be 60 cm with the new one.

These characteristics, and the output of the apparatus, are very convenient for the purpose of stabilised layers. On large sites, the total measured length may be 15 km par day or more, which can be divided in several longitudinal tracks (2 or 4) in the cross section. A single operator is required, and the apparatus is very mobile from one site to another, allowing a large action area.

5. REFERENCES

(1) (2000), Guide technique : *Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme*, LCPC – SETRA, Paris.

(2) Morel, G. and Quibel, A. *The portancemetre : a new continuous control apparatus for capping layers and subgrades*. Revue Générale des Routes et Aérodromes n° 768, Décembre 1998.

(3) Quibel, *A. New in situ devices to evaluate bearing capacity and compaction of unbound granular materials*. International workshop on modelling and advanced testing for unbound granular materials. Lisbon, 21 - 22 January 1999.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTUDIO DE ADHERENCIA ENTRE CAPAS DE FIRME ESTABILIZADAS Y RECICLADAS CON CEMENTO

A STUDY ON BONDING BETWEEN CEMENT STABILISED PAVEMENT LAYERS AND RECYCLED LAYERS

Marco Rodríguez Vidal
Ingeniero Director de Obras
GICAL
Paseo Zorrilla, 48-2º
47006 Valladolid (España)
m.vidal@gical.es

José Ramón Jiménez Iglesias
Director General
Grupo Inzamac-Tecopy
C/ Alto de la Albillera
Polígono Industrial de la Hiniesta 7-8
49025 Zamora (España)
direccion@inzateco.net

Jesús Bezanilla Ruiz
Director Técnico
Grupo Inzamac-Tecopy

Roberto García García
Director Gestión Tecopysa
Grupo Inzamac-Tecopy

RESUMEN

En la autopista León-Burgos, A-231, de titularidad autonómica y gestionada por GICAL, se han construido y se continúan realizando muchos kilómetros de estabilización de explanadas. El objetivo perseguido en este estudio es averiguar la tensión tangencial de adherencia entre las capas del firme, entre el aglomerado y el Suelo-Cemento (en algún tramo realizado in situ con la maquinaria de reciclado). Para ello se han obtenido in situ unos testigos de diámetro 100 mm. Estos testigos posteriormente se han roto a cortante en un ensayo de tracción desarrollado expresamente.

Se continuará el estudio de adherencia con testigos extraídos en tramos de contraste en la propia obra con variación de parámetros y de varias obras de reciclado realizadas en Palencia, analizándose la importancia del sistema de ejecución para asegurar la adherencia entre capas. Pretendemos dar a conocer los resultados obtenidos y el contraste con valores de ejecución, tanto con parámetros de control usuales como con deflectómetro de impacto.

ABSTRACT

In the León - Burgos highway, A-231, of ownership autonomic and managed by GICAL, many kilometres of subgrades has been stabilised and many other will be in the future. The purpose of this study is to verify the tangential tension of adherence between the pavement layers, between the bituminous mixtures and the soil - cement (in some section produce in situ by means of recycling equipment). Some cores, 100 mm diameter, were taken on site and testing in accordance with a tensile test method specifically developed to measure the shear resistance.

The adherence analysis will continue over cores from check sections on site, with variation of parameters, and from several works of recycling executed in Palencia, analysing the importance of the execution system to assure bonded between layers. We try to reveal the obtained results and the contrast with values of execution, with usual parameters of control and with falling weight deflectometer.

PALABRAS CLAVE

Tensión tangencial, adherencia, capas, ensayo castellano, suelo-cemento, aglomerado, riego.

KEY WORDS

Tangential tension, bonding, layers, Castilian test, soil - cement, bituminous mixture, irrigation.

1. DEFINICION Y PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO.

La definición y cálculo de las secciones de firme multicapa, dan por supuesto que la adherencia entre las mismas es total. Un rápido recálculo sin esta limitación nos ofrece unos desalentadores resultados en cuanto a la escasa vida útil del firme.

En la realidad, desconocemos el comportamiento del firme en este aspecto. Por ello, se nos ocurrió la posibilidad de plantear un método de control y verificación tanto directo como indirecto. La posibilidad surge dentro de la ejecución del tramo de Autovía A-231, León-Burgos, entre Sahagun-Carrión, Subtramo I, entre las localidades de Sahagún (León) y Ledigos (Palencia).

La dimensión de calzada es de 2 carriles de 3,5 m y arcén exterior de 2,5 m e interior de 1m. Esta Autovía tiene un paquete de firme de explanada E3[1] (terraplén 25 cm, desmonte 40 cm) suelo cemento[2] 25 cm, con aglomerado de G-20[3] 8 cm, S-20[4] 6 cm y PA-12[5] 4 cm en rodadura.

El método de ejecución ha sido:

- Suelo-Cemento: Preparado en planta de obra según dosificación, con una adición del 7%, el extendido se realizó con dos extendedoras de precompactación al 90-95%, en paralelo, a todo lo ancho de calzada. Sin tratamiento previo de ningún tipo sobre la explanada.
- Riegos de curado e imprimación: con tipo de emulsión ECR 1[6], y una dotación de 0,4 Kg/m2 de betún residual. El extendido se realizó con una dosificadora automática. El riego de curado se realiza en dos momentos del día, a mediodía y a ultima hora de la tarde, a lo largo del tajo realizado. El riego de imprimación se realizó a ultima hora de la tarde en el tramo previsto para ejecutar el día siguiente.
- Aglomerado: Preparado en planta de obra según dosificación para cada tipo, con áridos siliceos y arena caliza. El extendido se realiza con dos extendedoras en paralelo a todo lo ancho de la calzada

En principio, se pensó en un método indirecto a través de la utilización del deflectómetro de impacto. Este vehículo permite realizar de una manera sencilla, rápida y económica, gran número de deflexiones de impacto. A través de una interpretación de los resultados obtenidos y de un seguimiento histórico, podría deducirse la adherencia.

El método directo de control surge, en principio, de la idea de verificar puntualmente parte de estos resultados de deflectómetro. La intención era extraer unos testigos y verificar de algún modo la adherencia entre capas de los mismos. De este modo, y procediendo por

[1] Según Normativa española.
[2] Según Normativa española. El suelo será adecuado, con una resistencia del Suelo-Cemento de 2,5 MPa a 7 días.
[3] Según Normativa española.
[4] Según Normativa española.
[5] Según Normativa española.
[6] Según Normativa española.

comparación, podríamos llegar a establecer un modelo que nos relacionase el comportamiento frente al deflectómetro con la adherencia entre capas.

Decidimos la posibilidad de utilizar una prensa de tracción para romper los testigos por tensión tangencial pura. Procedimos a diseñar, proyectar el ensayo y construirlo. La búsqueda que hicimos del estado de investigación a este punto nos confirmó en las posibilidades reales de este modelo.

Esta comunicación pretende dar a conocer los resultados obtenidos de este estudio, las conclusiones a que nos llevo el mismo y las nuevas vías de investigación que surgieron tras un planteamiento más genérico.

La situación actual de este estudio genérico, en fase de desarrollo, se comentará en la exposición oral de la comunicación. Vaya por delante que nuestro planteamiento general pretende conseguir la definición de un método de control de la adherencia entre capas realmente ejecutadas y si sus conclusiones nos lo permiten, establecer unos modelos de ejecución que garanticen una mejor adherencia.

2. DEFINICION Y DESCRIPCION DEL ENSAYO DE ROTURA.

El ensayo busca obtener la tensión tangencial entre capas de firme, en especial, entre capas de distinto material. Para ello, lo ideal es buscar un ensayo que proporcione un cortante puro en la sección de contacto.

Las investigaciones del estado del arte en España nos llevaron a tres contactos: la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (ETS ICCP BAR), la normativa alemana DIN al respecto, y el Centro de Estudios Experimentales (CEDEX).

2.1 ETS ICCP Barcelona. Ensayo de corte LCB.

D. Felix Pérez, profesor titular del laboratorio de Caminos del Departamento de Infraestructuras del Transporte y Territorio en la ETS ICCP Barcelona de la Universidad Politécnica de Cataluña, ha planteado un ensayo basado en el de corte directo, ensayo de corte LCB. Plantea el someter a una estructura de gran rigidez a una carga puntual en centro de vano. Se puede ver su esquema en la figura adjunta. La parte no protegida por esta estructura rígida se apoyaría en uno de los extremos y continuaría en voladizo desde él. Por tanto en esa sección de apoyo la sección estará sometida a una tensión tangencial en cortante puro. La velocidad de ensayo se ejecuta a velocidad constante de deformación de 1,27 mm/min.

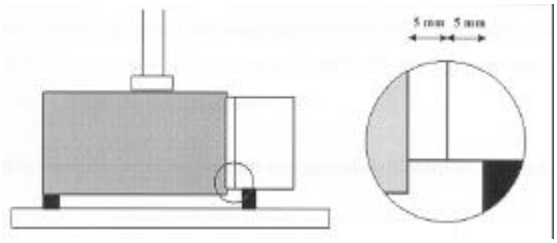


Figura 1: Esquema ensayo de corte LCB

Las condiciones del ensayo están controladas en temperatura, al protegerse todo el conjunto dentro de una cámara estanca de ensayo. Esto permite realizar distintos estudios de comportamiento del material en temperaturas distintas, así como la posibilidad de estudiar el material en vía húmeda de saturación, de un modo controlado.

2.2 Modelo alemán.

El modelo alemán esta definido en la norma[7] promocionada por el grupo de trabajo 7.3.8 del Roads & Traffic Research Society. La extracción de los testigos in situ se realiza del mismo modo que hemos realizado nosotros, por vía húmeda con broca de cabeza de diamante de 150 mm de diámetro.

El diámetro del testigo o probeta definido es de 148/150 mm. Se adjunta un croquis del collar rigidizador en la figura 2. El ensayo define una temperatura de ensayo controlada de 20º y se realiza a velocidad constante de deformación de 50 mm/min.

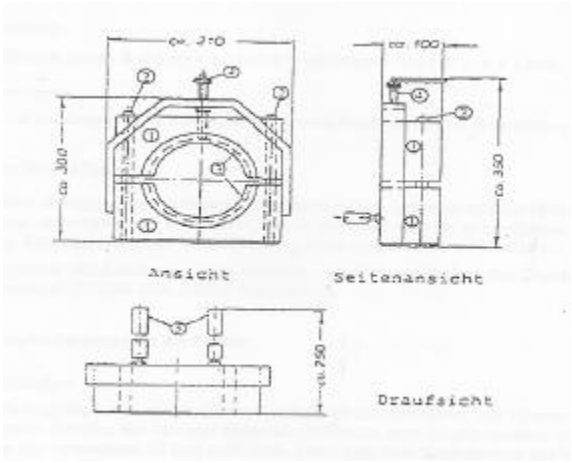


Figura 2: Esquema dispositivo ensayo de corte modelo alemán

La carga se realiza de modo puntual sobre el collarín definido en el croquis, de acuerdo con la máquina definida en la norma DIN 51223.

2.3 El modelo CEDEX

El CEDEX propone un ensayo de corte directo con la aplicación de una carga que solo genera esfuerzo cortante en la sección transversal considerada. Para ello, se empotra rígidamente una de las tongadas del testigo y se aplica una carga puntual, que se reparte a través de una placa de apoyo perimetral. Este apoyo se sitúa lo más cerca posible de la sección de ensayo, de forma que no se genere momento flector en dicha sección.

Con este método, el CEDEX ya ha realizado una serie de ensayos en suelo cemento para la autopista A-92. Los únicos datos de rotura que disponemos han ofrecido tensiones de rotura de entre 0,5 y 0,9 Mpa.

[7] Testing of layered composite according to Leutner sampling and the testing process. August 1998.

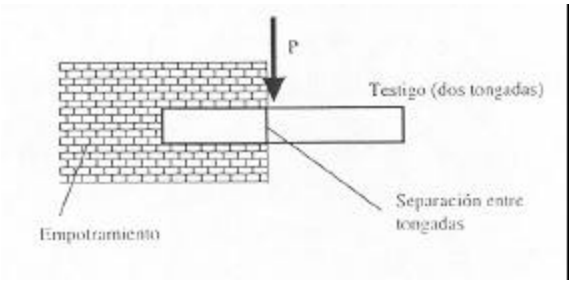


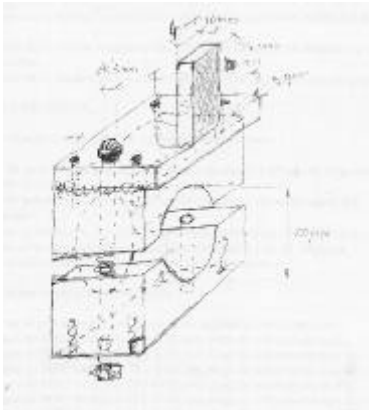
Figura 3: Esquema ensayo de corte modelo CEDEX

Las condiciones de ensayo fueron con temperatura ambiente de 20º C, y una velocidad de carga de 50 mm/min. El diámetro escogido para los testigos fue de 150 mm, siguiendo el modelo alemán, y buscando una posible aplicación sencilla futura en obra, de modo que no aumente el coste de los elementos dispuestos en los laboratorios al utilizar elementos de otros ensayos habituales.

2.4 Ensayo propuesto. Ensayo Castilla.

El ensayo propuesto consiste en romper unas probetas cilíndricas, extraídas in situ o preparadas en laboratorio, en una prensa a tracción directa, a velocidad constante de deformación. De este modo pretendemos obtener una tensión de adherencia equivalente a la tensión tangencial de rotura.

Para ello hemos construido dos mordazas similares a los del croquis de la figura adjunta. Uno de ellos, el inferior, queda fijo en la prensa. El superior es sometido a un esfuerzo de deformación constante que terminará por producir la rotura de la sección.


Figura 4: Esquema mordaza ensayo Castilla

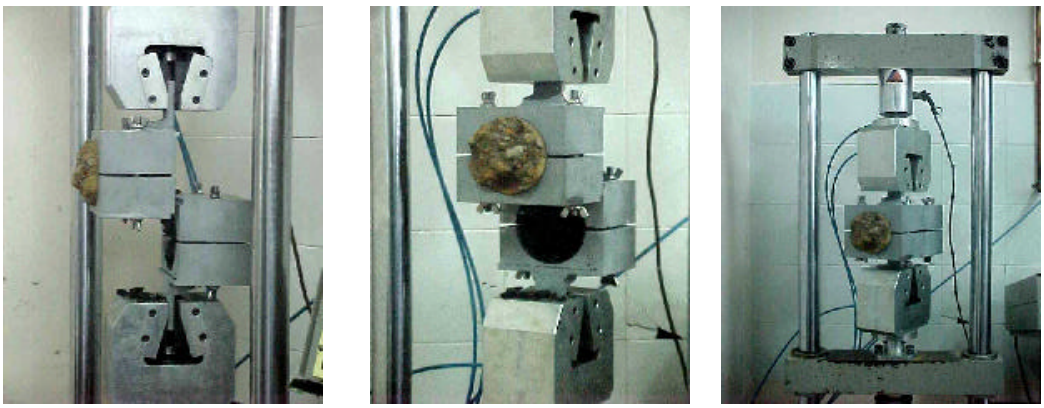


Figura 5: Detalles del equipo de ensayo a cortante Castilla



Figura 6: Detalle probeta después del ensayo a cortante

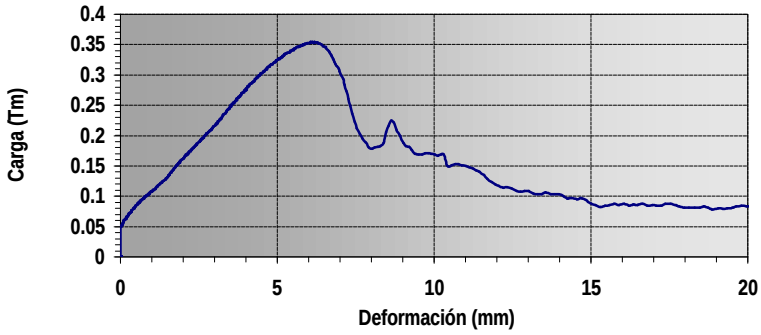


Gráfico 1: Gráfico resultados de ensayo

3. TRABAJO DE CAMPO. OBTENCION DE TESTIGOS.

La realización de los testigos se ejecuto cuando ya se había finalizado el aglomerado de al menos la capa intermedia, en el tramo elegido. Esto ha provocado disponer de testigos con distintas edades y distintas tipologías de terminación de aglomerado.

Para la obtención de los testigos se utilizó una máquina perforadora a rotación con motor de gasolina sobre ruedas y patas desplegables, marca MECANICA CIENTIFICA, modelo 270111, con diámetro de broca 0,107 m con espesor de pared de 4 mm y corona dentada de diamante

El tramo elegido era de 7,8 Km, entre los Pk 0+000 y 13+400. La definición de los Pk de extracción se determinó por dimensionado de lotes. En cuanto a su posición en la sección transversal, se determino aleatoriamente en todo el ancho de la calzada

El proceso de extracción se realizó por vía húmeda, con aportación de agua. Se decidió así dada la escasa confianza que se tenía de extraer por vía seca probetas de este tamaño de un suelo cemento tan joven, que provocase el desmenuzamiento del material. La contrapartida era la alteración que en la muestra puede suponer el aporte de agua. Este punto se valoró inapreciable, pues el sistema es similar al empleado en sondeos con extracción de muestra inalterada.

Llegados a este punto, se aprovechó para obtener otro tipo de información del proceso de ejecución, como espesores, aspecto del material en cuanto a densidad y compacidad o composición visual del material. Esto supuso una ayuda a determinar la idoneidad de la ejecución realizada.

Se extrajeron un total de 84 testigos, con un tamaño de lote objetivo de 150 metros, pues la longitud total considerada ha sido de 13.500 m. La distribución de testigos se indica en la tabla 1.

Tabla 1: Distribución de testigos extraídos

	Carril Derecho			Carril Izquierdo		
	Mg Dcho	Eje	Mg Izqdo	Mg Dcho	Eje	Mg Izqdo
Número de testigos	84					
	48			36		
	18	11	19	18	10	8

4. ROTURA DE TESTIGOS.

El ensayo a cortante sobre la junta de unión entre capas se realizó de acuerdo al método descrito anteriormente (método Castilla), obteniendo los resultados indicados a continuación:

Tabla 2: Resultados de ensayo a cortante. Probetas testigo calzada derecha

CALZADA DERECHA				
LOCALIZACION		SC-G20(1)	G20(1)-G20(2)	G20(2)-S20
P.K.	Margen	$Q_{máx.}$ (N)	$Q_{máx.}$ (N)	$Q_{máx.}$ (N)
2,400	M.I.		14,7	
2,400	M.I.		25,6	
2,750	M.D.	24,7		
3,400	EJE		36,0	
3,775	M.I.	18,7		
4,400	M.D.	6,9	16,4	
4,785	M.D.	20,1		
4,785	M.D.	18,8		
5,400	M.I.	3,4	21,3	
5,560	M.I.	16,2		
6,400	EJE	12,6	24,2	
5,770	M.D.	11,3		
7,750	EJE		26,5	
7,825	M.I.	18,6		
7,860	M.I.		29,9	9,6
7,665	M.D.		40,3	18,6
7,380	M.D.	24,9		
7,400	M.D.	7,6		
7,420	M.D.		20,8	
6,800	M.D.	20,4		
0,640	EJE	17,2	28,3	
8,400	M.I.		29,9	
9,260	M.D.	16,4	21,1	29,7
9,460	EJE	16,5	36,5	
9,800	M.D.		20,8	
10,150	M.I.		22,1	
10,400	M.D.	13,4	20,5	
11,650	M.D.		17,0	
11,400	M.I.	20,2	10,7	
11,100	M.I.		23,2	
10,800	M.I.		16,0	
11,900	EJE	21,5	17,8	
12,200	M.D.		23,3	
12,250	EJE		22,1	
12,300	M.I.		17,2	
12,350	M.D.		22,5	
13,400	M.I.	20,7	41,7	
12,950	EJE	13,2	30,5	
12,680	M.I.	13,8	33,9	
12,400	EJE	19,0	16,7	

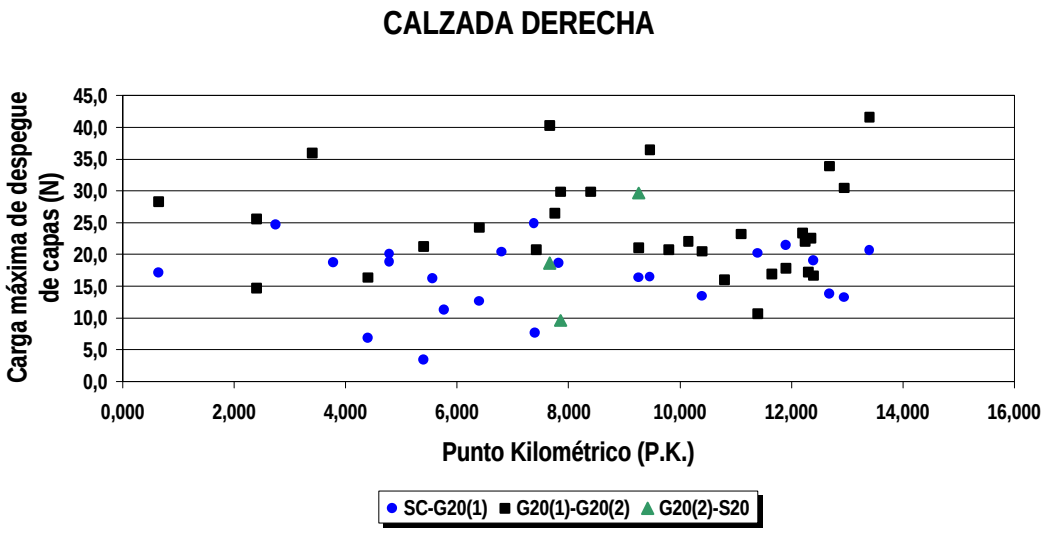


Gráfico 2: Gráfico resumen resultados obtenidos probetas testigo calzada derecha

Tabla 3: Resultados de ensayo a cortante. Probetas testigo calzada izquierda

CALZADA IZQUIERDA				
LOCALIZACION		SC-G20(1)	G20(1)-G20(2)	G20(2)-S20
P.K.	Margen	$Q_{máx.}$ (N)	$Q_{máx.}$ (N)	$Q_{máx.}$ (N)
0,620	EJE		34,7	
0,860	M.D.	15,6		
1,400	M.D.	20,1	17,4	
1,760	M.I.	15,8		
2,730	M.D.	20,2		
2,745	M.D.	30,7		
3,400	EJE		40,7	
3,742	M.D.	23,3		
4,400	M.D.		36,3	
6,400	EJE	20,5	24,7	
6,800	M.I.	17,7		
7,400	M.D.		42,2	
7,805	M.D.	8,2		
7,860	M.D.	17,7		
8,400	M.I.	19,8	36,6	
9,260	M.D.			27,7
9,460	EJE	22,3	24,1	
9,800	M.D.		17,2	
10,400	M.D.		21,8	
11,100	EJE		12,9	
11,400	M.D.		19,6	
11,650	M.D.		16,1	
11,900	EJE	19,3	23,1	
12,400	EJE		21,0	
12,950	EJE		15,5	
13,400	M.D.	11,8	25,4	

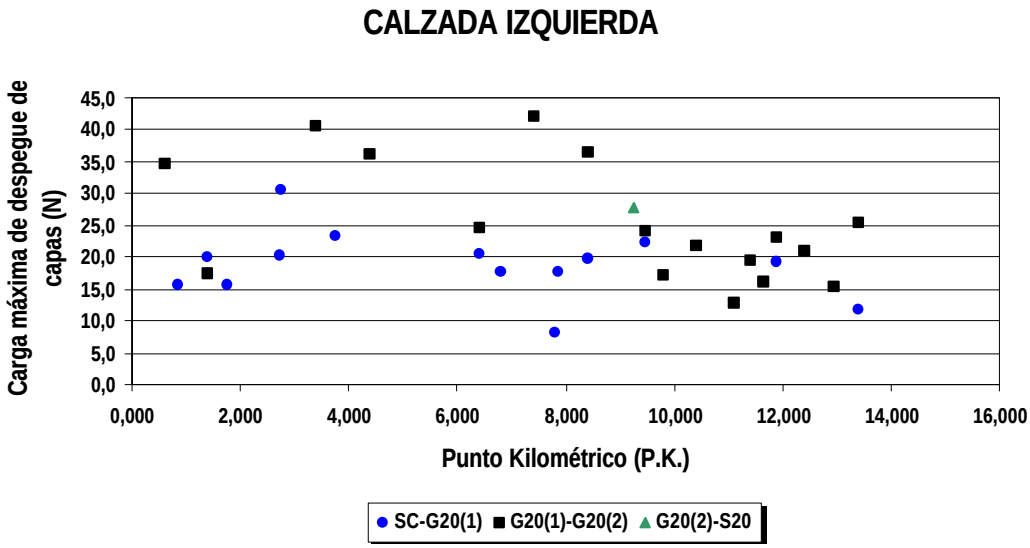


Gráfico 3: Gráfico resumen resultados obtenidos probetas testigo calzada izquierda

El resumen estadístico de resultados obtenidos se muestra en la tabla 4:

Tabla 4: Resumen estadístico de resultados

	Carga máxima de despegue entre capas de Suelo-Cemento y Mezcla asfáltica G-20 (Newton)							
	CALZADA DERECHA				CALZADA IZQUIERDA			
	M.I.	M.D.	EJE	GLOBAL	M.I.	M.D.	EJE	GLOBAL
Número de Valores	7	10	6	23,0	3	8	3	14,0
Valor Máximo	20,7	24,9	21,5	24,9	19,8	30,7	22,3	30,7
Valor Mínimo	3,4	6,9	12,6	3,4	15,8	8,2	19,3	8,2
Valor Medio	15,9	16,4	16,7	16,3	17,8	18,4	20,7	18,8
Desviación Típica	6,0	6,5	3,4	5,5	2,0	6,9	1,5	5,3

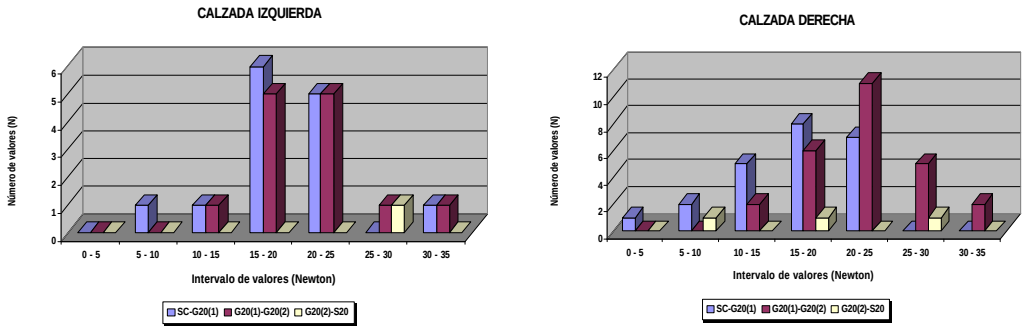


Gráfico 4: Gráficos de frecuencia de resultados

5. ESTUDIO DE DEFLEXIONES. ANALISIS.

Para el estudio de deflexiones desarrollamos la realización histórica de la medida en toda las superficies finales de capa a través de un deflectómetro de impacto marca PHOENIX PRI 2100 del año 1998. El método de ensayo que se aplica es el descrito en las normas NLT-338/98 y la ASTM D 4694.

Hemos comparado la tensión tangencial con el modulo obtenido en el ensayo de deflexión en los puntos kilométricos de extracción de los ensayos. El objetivo es determinar si existe una correlación directa entre ambas variables como primera aproximación que nos permitiera aventurar una hipótesis del grado de adherencia entre capas.

A pesar de todas las variables que intervienen en el ensayo de reflexión podemos observar una cierta correlación. No obstante pensamos que es mucho más sólido y creíble a estos efectos el ensayo de corte realizado pues únicamente valora la tensión obtenida.

En el caso del ensayo de tracción, debemos considerar escasas variables, entre ellas las de alteración del material por la extracción y la de no ser valores comparables al tratarse de dos materiales de distintas edades, tanto entre ellos como entre ensayos. Tampoco valora el modo de ejecución real de la unidad de obra. Esto es: no es un ensayo homogéneo.

En el ensayo de deflexión, la alteración del material es inapreciable. Sin embargo, hay otras muchas variables de tipo teórico y de evolución del material que habría que tener en cuenta. Esto seria distinto si pudiésemos establecer una relación, que siempre será teórica, entre la deflexión a una distancia determinada del punto de impacto y la adherencia entre capas en ese punto considerado.

6. CONCLUSIONES.

La única conclusión de este pequeño estudio, es la de haber procedido a la definición de un ensayo que puede permitir llegar a conclusiones del estado de la adherencia entre capas del firme.

Dados los escasos valores obtenidos, no se puede obtener ninguna conclusión teórica al respecto. Será necesario realizar otros muchas extracciones, el control de las condiciones de ejecución y la realización de unos preparados en laboratorio que sirvan de ensayos de test y comparación con la realidad de la obra ejecutada.

7. NUEVAS VIAS DE INVESTIGACIÓN.

A la vista de los resultados obtenidos por la realización de los ensayos, se nos brinda la posibilidad de profundizar en la disposición de un ensayo que contraste a través de la obtención de un valor la realidad de la adherencia entre capas.

Para ello será necesario realizar un estudio que ofrezca valores de diferentes comportamientos y materiales tanto en la ejecución como en el laboratorio. Esto puede llevar a definir una

modificación del modo de ejecución que trate con una mayor rigurosidad los riegos de curado, imprimación y adherencia, tan olvidados en obra hoy día.

Para poder disponer de un ensayo universal, es necesario proceder a la acomodación a los útiles habituales en este tipo de obras para la realización del control de calidad, y que no supongan un aumento de coste considerable por adquisición de nuevos útiles.

BIBLIOGRAFÍA

(1) Morilla Abad, Ignacio. *Control de calidad en obras de carreteras.* Seopan, ATC-AIPCR Española, AEC. 1998

(2) Kraemer, Carlos. Del Val, Miguel Angel. *Firmes*. Catedra de caminos y aeropuertos. ETS Ingenieros Caminos Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. 1990.

(3) Casaseca Beneitez, Carlos. *Conclusiones de Capas de Rodadura Bituminosas*. I Congresos nacional de firmes. Capas de rodadura Bituminosas. Marzo 1992.

(4) *Conclusiones Las capas de base para firmes de carretera*. V Congreso nacional de firmes. Mayo 2000.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001-09-06
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS: APLICACIONES

SUBGRADE STABILISATION: APPLICATIONS

Prof. Dr. Miguel Ángel del Val
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
Calle Profesor Aranguren, s/n (Ciudad Universitaria)
28040-MADRID (España)
tr04@dumbo.caminos.upm.es

1. INTRODUCCIÓN

De las siete sesiones en las que se ha estructurado este simposio, la segunda de ellas está dedicada específicamente a las aplicaciones de la estabilización in situ de explanadas. Sobre el empleo de estas técnicas existe ya en algunos países una amplia experiencia de bastantes años, aunque no es el caso de España, donde se vienen utilizando de manera sistemática sólo desde la década de 1990. Por otro lado, en estos últimos años ha habido una notable evolución de la maquinaria y, como consecuencia, de los procedimientos constructivos, lo que ha redundado en una generalización de las aplicaciones en muchas países. Otro factor que ha contribuido a ello y que no es desdeñable es la creciente dificultad, por razones ambientales, para recurrir a suelos de suficiente calidad, incluso en regiones donde se encuentran con una cierta facilidad. Finalmente, hay que aludir al reciente desarrollo de nuevos agentes de estabilización específicos, con los que se pretende contar en un solo producto con las distintas ventajas de los distintos agentes tradicionales.

2. COMUNICACIONES RECIBIDAS

A esta sesión se adscribieron provisionalmente, según consta en el programa preliminar del simposio, trece posibles comunicaciones. Finalmente, han sido sólo siete las que se han recibido. De ellas, cinco proceden de España, una de Austria y otra de Francia (aunque unos de los coautores de esta comunicación es de Bélgica). Sus títulos y autores son los siguientes:

- *Doble tratamiento de suelos con cal y conglomerante hidráulico: empleo de un único conglomerante.* Bense, P. et al. (Francia y Bélgica)
- *Estabilización de la explanada con cemento en la duplicación de calzada de las carreteras M-501 y M-511 en Madrid.* Del Amo, E. y Navarro, J.M. (España)
- *Estabilización de explanadas con cal y cemento en el aeropuerto Charles de Gaulle (París).* Fernández Cuenca, J.A. (España)
- *Estabilización de explanadas: análisis comparativo de la aplicación de diversas técnicas y conglomerantes a través de las experiencias en obras.* García Santiago, J.L. y Valdés, P. (España)
- *Comportamiento a largo plazo de un firme de autopista sobre suelos cohesivos estabilizados con cal y cemento.* Goriupp, H. y Sommer, H. (Austria)
- *Estabilización de la explanada con cemento en la autovía del Noroeste.* Navarro, J.M. (España)
- *Factores que determinan el rendimiento de la estabilización con cemento por vía húmeda.* Orejas, R. (España)

Dado el escaso tiempo disponible para el desarrollo de la sesión, de estas siete comunicaciones sólo tres serán expuestas por sus autores. Independientemente de ello, a continuación se resumen y comentan todas ellas.

3. COMENTARIOS AL CONJUNTO DE LAS COMUNICACIONES

Dado el carácter de la sesión, las siete comunicaciones recibidas se refieren lógicamente a experiencias concretas. Sin embargo, las escritas por Bense et al., por García Santiago

y Valdés y por Orejas tienen en principio un carácter más general que las otras cuatro, que se circunscriben a comentar otras tantas realizaciones determinadas.

En lo que se refiere al agente de estabilización utilizado, las comunicaciones presentadas por Orejas, por Del Amo y Navarro, y por Navarro tratan de actuaciones en las que se ha empleado exclusivamente cemento. La comunicación de García Santiago y Valdés se basa en diversas obras en las cuales se ha utilizado el cemento en unos casos y la cal en otros. Por su parte, las escritas por Fernández-Cuenca y por Goriupp y Sommer reseñan actuaciones en las que se han empleado conjuntamente cal y cemento. Finalmente, la comunicación presentada por Bense et al. se refiere al empleo de un producto mixto que supuestamente aporta las ventajas tanto del cemento como de la cal.

La mayoría de las comunicaciones de esta sesión se refieren a actuaciones recientes o muy recientes. Se centran por tanto en los procesos constructivos y no se acompañan de un análisis de cómo es el comportamiento de las estabilizaciones in situ de explanadas a medio o a largo plazo. La excepción es la comunicación de Goriupp y Sommer, la cual presenta el análisis a largo plazo de una obra ejecutada en la década de 1960.

En otro orden de cosas, las comunicaciones de Bense et al., de Del Amo y Navarro, de Fernández-Cuenca, y de Navarro contienen resultados precisos de ensayos (fundamentalmente de laboratorio, aunque también hay algunos resultados de ensayos de campo). Por el contrario, las comunicaciones de Orejas y de García-Santiago y Valdés, aunque incluyen también alguna referencia de resultados de ensayos, tienen datos precisos sobre rendimientos en la ejecución de las estabilizaciones.

4. COMPARACIÓN DE DIVERSAS TÉCNICAS Y CONGLOMERANTES (GARCÍA SANTIAGO Y VALDÉS)

La comunicación se basa en el estudio de cuatro obras diferentes, de las cuales se analizan los problemas previos del cimiento del firme, las características generales de las soluciones adoptadas en cada caso, los equipos utilizados y sus rendimientos, y los procedimientos empleados. En todos los casos el objetivo de la estabilización era conseguir la mayor categoría posible de explanada (E3 según la denominación empleada en España).

Los aditivos utilizados han sido cemento en tres de los casos y cal en el cuarto de ellos, con dosificaciones entre el 3 y el 4,5 % sobre la masa seca del suelo. La incorporación se realizó por vía húmeda en tres de los cuatro casos analizados. Los espesores estabilizados han variado entre 15 y 35 cm, con unos rendimientos entre 8000 y 12000 m^2/día.

Las conclusiones del análisis llevado a cabo se pueden resumir de la siguiente forma:

- La estabilización por vía húmeda tiene claras ventajas ambientales y se ve menos afectada por las condiciones climáticas; únicamente no es viable cuando los suelos están muy húmedos.
- Los rendimientos empleando la vía húmeda son tan sólo de un 60 % de los conseguidos con la vía seca.

- Las necesidades de almacenamiento de los aditivos son mayores cuando se recurre a la vía húmeda que cuando se recurre a la vía seca, y mayores si se emplea cal que cuando se emplea cemento.
- La dosificación es más precisa si se utiliza la vía húmeda.
- Según los equipos de estabilización empleados, se pueden presentar problemas en la nivelación de la capa estabilizada, pero se pueden mejorar notablemente los resultados trabajando de acuerdo con un determinado procedimiento, que no incide negativamente en los rendimientos, y que se describe con precisión en la comunicación.

5. RENDIMIENTO DE LAS ESTABILIZACIONES CON CEMENTO POR VÍA HÚMEDA (OREJAS)

Como indica el título de la comunicación, ésta se centra en el procedimiento de estabilización por vía húmeda y se basa en el empleo de un equipo concreto. Se describe un procedimiento detallado para el cálculo de los rendimientos. Así mismo, se analizan los aspectos que deben ser tenidos en cuenta para la optimización de esos rendimientos. Todas las consideraciones hechas en la comunicación se basan en la experiencia de diez obras, que totalizan casi tres millones de metros cuadrados estabilizados o reciclados con cemento.

6. ESTABILIZACIÓN CON CEMENTO DE LA EXPLANADA EN CARRETERAS DE LA REGIÓN DE MADRID (DEL AMO Y NAVARRO)

Los casos analizados en la comunicación surgieron como consecuencia de la inexistencia de materiales de calidad suficiente, tanto para las capas inferiores del firme como para su cimiento. Inicialmente se recurrió al procedimiento de incorporar el cemento por vía húmeda, hasta que las lluvias obligaron a cambiar a la vía seca e incluso a un tratamiento previo con cal.

Los ensayos de laboratorio avalaron la utilización de cementos tipo II (portland mixtos) a los de tipo IV (puzolánicos), pues se dio preferencia al criterio de la resistencia de la mezcla a corto plazo. De acuerdo con los resultados de los ensayos Proctor, se prefirió como referencia la densidad del procedimiento modificado frente a la del normal.

En la comunicación se describen con detalle los procedimiento constructivos y el control de las obras, haciéndose hincapié en que éstas tuvieron que llevarse a cabo en su mayor parte en una época de lluvias intensas.

7. ESTABILIZACIÓN CON CEMENTO DE LA EXPLANADA EN LA AUTOVÍA DEL NOROESTE (NAVARRO)

Se describe una obra en la que la explanada se ha estabilizado con cemento, mediante vía húmeda, en una profundidad de 18 cm. Se dan detalles sobre el estudio previo de los materiales (moderadamente plásticos), sobre los ensayos de dosificación llevados a cabo en el laboratorio (debiendo destacarse que se ha puesto de manifiesto que es preferible

compactar con humedades inferiores a la óptima, tanto más cuanto menor fuese la proporción de cemento), sobre el tramo de prueba, sobre el desarrollo de los trabajos y sobre su control.

8. ESTABILIZACIÓN CON CAL Y CEMENTO EN EL AEROPUERTO CHARLES DE GAULLE DE PARÍS (FERNÁNDEZ-CUENCA)

Las actuaciones que se describen en esta comunicación se han llevado a cabo en una zona de limos de plasticidad media. Se ha recurrido, para la formación de la explanada, a una estabilización con un espesor de 35 cm, incorporando un 2 % de cal y un 6 % de cemento.

En la comunicación se explican los parámetros considerados para determinar la dosificación de los dos aditivos empleados, teniendo en cuenta la humedad natural del terreno, normalmente bastante superior a la óptima. Se explica a este respecto la importancia que tiene la consideración del CBR realizado con la humedad natural, al que se denomina *Índice Portante Inmediato*.

Se describe la ejecución de los tramos de prueba y los resultados obtenidos para establecer el procedimiento de ejecución. Finalmente, se comentan algunas diferencias entre la práctica francesa y las especificaciones españolas.

9. EMPLEO DE UN CONGLOMERANTE MIXTO CAL-CEMENTO (BENSE et al.)

Se presentan los estudios llevados a cabo para el desarrollo de un conglomerante específico (patentado) para ser utilizado en los casos en que en principio fuese necesario un empleo sucesivo de cal y de cemento. Estos estudios constaron de dos partes:

- Tratamiento de un suelo de referencia (con un contenido medio de arcilla) con varios conglomerantes de laboratorio y con el doble tratamiento tradicional con cal y cemento.
- Ensayo de un conglomerante específico desarrollado durante el primer estudio con distintos suelos preparados con un alto contenido de humedad.

El conglomerante preparado permite la estabilización mediante dos acciones: una acción de intercambio iónico equivalente a la de la cal y otra de endurecimiento equivalente a la del cemento. Se pone de manifiesto que este conglomerante tiene notables ventajas: mayor facilidad en la organización de la obra y ahorros de tiempo. Con seis años de experiencia, se ha trabajado ya en más de mil obras y se han utilizado más de 200000 t de este conglomerante.

10. COMPORTAMIENTO A LARGO PLAZO DE UN FIRME SOBRE UNOS SUELOS COHESIVOS ESTABILIZADOS CON CAL Y CEMENTO (GORIUPP Y SOMMER)

Se hace referencia a un tramo de autopista de 50 km construido en la región de Estiria (Austria) a partir de 1965 y abierto al tráfico en 1971. La explanada se formó estabilizando con cal suelos de elevada plasticidad y alta humedad natural en un espesor de 20+20 cm (previamente, el núcleo del terraplén también se había estabilizado con cal en un espesor similar). La capa inferior del firme estaba formada por 30 cm de suelocemento (fabricado en central a partir de gravas arcillosas y un 7 % de cemento) y las superiores por un total de 18 cm de mezclas asfálticas.

Al cabo de 15 años se detectaron en algunas zonas graves problemas en la capa de suelocemento, pero la explanada se encontraba intacta. Ello obligó, a una reconstrucción parcial del firme, pero sin necesidad de actuar sobre su cimiento. Pasados otros 15 años, con un tráfico pesado muy intenso, el firme se mantiene en buen estado.

Se concluye llamando la atención de que para que no haya problemas en estos firmes semirrígidos (derivados de la entrada de agua y de fundentes a través de las grietas reflejadas) es esencial tomar medidas adicionales para garantizar un buen drenaje de la explanada estabilizada.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

DOBLE TRATAMIENTO DE SUELOS CON CAL Y CONGLOMERANTE HIDRÁULICO EMPLEO DE UN ÚNICO CONGLOMERANTE

THE DOUBLE SOIL TREATMENT WITH LIME AND HYDRAULIC BINDER USE OF AN ONLY BINDER

P. Bense
Laboratory manager
Screg RTE
Route de Trappes
78114 MAGNY LES HAMEAUX (France)
bense@rte.screg.fr

J. Vécoven
Consultant
Technical Direction
Obourg- Origny
2, rue des Fabriques
B-7034 MONS (Belgium)
jacques.vecoven@ciments-obourg.be

G. Fondain
Technical Director
DTP Terrassement
Challenger
1, avenue E. Freyssinet
78065 ST QUENTIN EN YVELINES (France)
r.salin@bouygues-construction.com

JP Soufflet
Sales manager
Ciments d'Origny
15 Bd Amiral Bruix
75782 PARIS Cedex 16 (France)
jean-pascal.soufflet@origny.fr

RESUMEN

El empleo de suelos arcillosos en explanadas de alta calidad precisa a menudo la realización de un doble tratamiento a base de cal y de conglomerante hidráulico. El primer tratamiento, a base de cal, garantiza la floculación de la arcilla y una reducción del contenido en agua del suelo ; el segundo tratamiento, a base de conglomerante hidráulico, garantiza el endurecimiento. En 1994 se desarrolló un conglomerante hidráulico específico que permitiese el uso de un único conglomerante en lugar de la cal y del conglomerante hidráulico tradicional. La primera parte del estudio consistió en el tratamiento de un suelo de referencia, con un contenido medio en arcilla, con varios conglomerantes de laboratorio; comparándose los resultados con los de un doble tratamiento tradicional. Las principales características que se midieron fueron la estabilización instantánea del suelo (capacidad de soporte, floculación de la arcilla, resistencia a compresión a edades tempranas) y el endurecimiento a largo plazo. La segunda parte del estudio consistió en el ensayo de un conglomerante específico desarrollado durante el primer estudio con distintos suelos preparados con un alto contenido en agua. El conglomerante final estudiado constituye un término medio. Por un lado permite la estabilización inmediata mediante dos acciones : una acción equivalente a la de la cal incluida en el aglutinante y un rápido endurecimiento que aumenta la capacidad de soporte del suelo durante las primeras horas, y continua hasta alcanzar la resistencia especificada. Este conglomerante, denominado ROCSOL (LR2), está patentado. Sus características, los contenidos máximos en arcilla y agua del suelo para poder ser tratado, y las condiciones de uso en obra se describen en manuales prácticos. Desde su aparición, numerosas obras han utilizado LR2, en particular en la carretera comarcal 166 de Vosges, donde se utilizaron. 3500 toneladas de LR2 para el tratamiento de limos y la obtención de una explanada con una capacidad de soporte de 80 MPa. Se realizó un estudio comparativo entre un doble tratamiento tradicional (con un 1,5 % de cal más un 4 % de conglomerante para carreteras), y un tratamiento sencillo con LR2. Dicho estudio demostró que ambos tratamientos eran equivalentes. Las ventajas para el constructor son dos: el uso de un único producto en la obra y el ahorro de tiempo gracias a la organización específica de las tecnologías de tratamiento.

ABSTRACT

The use of clayey soil for high performance platform often requires a double treatment with lime and hydraulic binder. The first treatment, with lime, ensures a flocculation of the clay and a water content reduction of the soil; the second treatment, with hydraulic binder, brings the setting. A specific hydraulic binder has been developed in 1994 to allow the use of an only binder instead of lime and classical hydraulic binder. The first part of the study consists in treating a reference soil having a medium clay content with several specific laboratory binders; all these treatments are then compared with a classical double treatment. The main properties measured are the immediate stabilisation of the soil (bearing capacity, flocculation of the clay, compression strength at early ages) and the setting in the long term. The second step of the study consists in testing the specific binder developed during the first study with various soils prepared with very wide range of water contents. The final binder so studied is a compromise. It allows first the immediate stabilisation through two actions: a lime action included in the binder and a rapid setting action which increases the bearing capacity of the soil during the first hours, and second the final setting so as to obtain the required strengths. This binder, named ROCSOL (LR2), is patented. Characteristics of this binder, clay and

water maximum contents of the soil to be treated and conditions of uses on the site, is described in practical forms. Many sites were carried out using this binder since its development, in particular on the departmental road 166 of Vosges. 3500 tons of LR2 was used to treat a silt and to perform a subgrade having a bearing capacity of 80 MPa. A comparison study between a classical double treatment, 1,5 % of lime plus 4 % of road binder, and a single treatment with LR2 was made. It showed the equivalence of each treatment. Advantages for the contractor is double: use of one product on the site and a time saving due to the specific organisation of the treatment train.

PALABRAS CLAVE

Explanada, estabilización, arcilla, limo, cal, conglomerante hidraúlico de carreteras

KEY WORDS

Subgrade, stabilisation, clay, silt, lime, hydraulic road binder.

1. INTRODUCTION:

The cement treatment of soil is an established technique which is commonly used (1, GTR). Its primary role is to allow the reuse of various soils for particular applications and specifications:

- Filling in (use of wet soils)
- Top layer of the fill (called PST) : Short and long term improvement of the load-bearing capacity
- Lower parts of high fill-ins built with soil sensitive to water: improvement of the load-bearing capacity and reducing sensitivity to water
- Stiffening of the slopes and shoulders of the fill-in: improvement of mechanical properties (cohesion, internal friction angle)
- Top layer support platform (capping layer in fine, clayey soils treated with lime and/or cement): For obtaining the desired mechanical properties (resistance to traction, deformation module) specified for a given dimensioning.

The treatment with cement alone shows its limits when it is applied to soils which are overly clayey or wet. In this case, the sticky nature of clay granules obtained after mixing the soil with cement does not allow a sufficiently intimate mixture for generating the full mechanical resistance of the soil-cement pair.

A preliminary treatment with lime then enables the humidity of the soil to be reduced and made more powdery (flocculation of clays), thus giving it a “sandy” appearance. It is then possible to carry out the treatment with cement. These two products, cement and lime are thus complementary in the treatment of difficult soils.

This dual treatment requires the handling of two different products at the work site and a specific work method: spreading of lime, followed by an initial mixing and after a waiting time depending on the nature of soil, the treatment itself using cement, which is followed by a second mixing. A different approach has been developed for improving the yield of the soil treatment at site. This consists of designing a hydraulic binder with a twin function: deagglomeration of the clays and hardening of the mixture for obtaining an effect similar to dual treatment. The three essential features of this approach are as follows:

- The physico-chemical action on the soil resulting in a reduction of water and a flocculation of clays sufficient for improving the immediate traffic-bearing capacity
- Quick hydraulic setting action for obtaining a strong increase in the load-bearing capacity of the platform, allowing traffic to be opened at the work site
- Long term hardening action for obtaining a pre-defined mechanical behaviour, uniform over a period.

Therefore, the possibility of developing a single binder having the same overall effect as the two of them, first lime, then cement, has been studied.

These studies were conducted in 1994.

2. DETAILS OF THE STUDY:

To start with, a type of soil was selected and a wide spread silt traditionally used in the southwest of Paris was selected. This silt, from GTR (réf) A1 – A2 class showed the following properties:

- Fine content 84 %
- Methylene blue value of soils (VBS) 1.7
- IP (Plasticity Index) 16
- Properties as determined by Proctor normal test:
  - Dry density 1.71 t/m^3
  - Water content 17.5 %

The development phase consisted of four successive stages:

1st stage: Study of standard cements and road works binders available from the French market (4 cements and 5 binders) used without lime.

2nd stage: Study of the traditional, two-step treatments, lime, then cement, with the same road works binders and/or cement than those used in the 1st stage.

3rd stage: Study of a first series of 5 binder compositions defined from traditional elementary components from the hydraulic products industry (Clinker, lime, slag, etc.).

4th stage: Analysis of the results of the 3rd phase and study of a final series fine-tuned binder compositions (5 products).

At the end of this vast study, an optimal composition was selected based on five criteria chosen and ranked according to an original classification method.

Criteria 1: score out of 20 — **Immediate effect**: Ability of the binder to mix with the soil and cause its crumbling
- Homogeneity of the mix (visual testing)
- Fineness of the soil treated (evaluated with the help of a method specially developed for this study).

Criteria 2: score out of 20 — **Immediate effect**: Flocculation and traffic bearing capacity of the soils.
- Lowering of the Proctor density
- Increase in the Proctor water content
- Increase of the soil temperature

Criteria 3: score out of 20 — **Effect after a few hours**:
- IPI at 30 min on soil with WOPN + 5
- Resistance to compression at 12 hours

Criteria 4: score out of 20 — **Mechanical performance after a few weeks**:
- R compression at 7 days and 28 days

Criteria 5 score out of 20

Long term behaviour:

- Resistance to compression after 90 days (G)
- Resistance to compression after 5 frost-defrost cycles at 90 days (g)
- Ratio $\frac{g}{G}$

A total of 25 compositions, mixes or treatment processes were matched, analysed and classified based on the results of fifteen different tests.

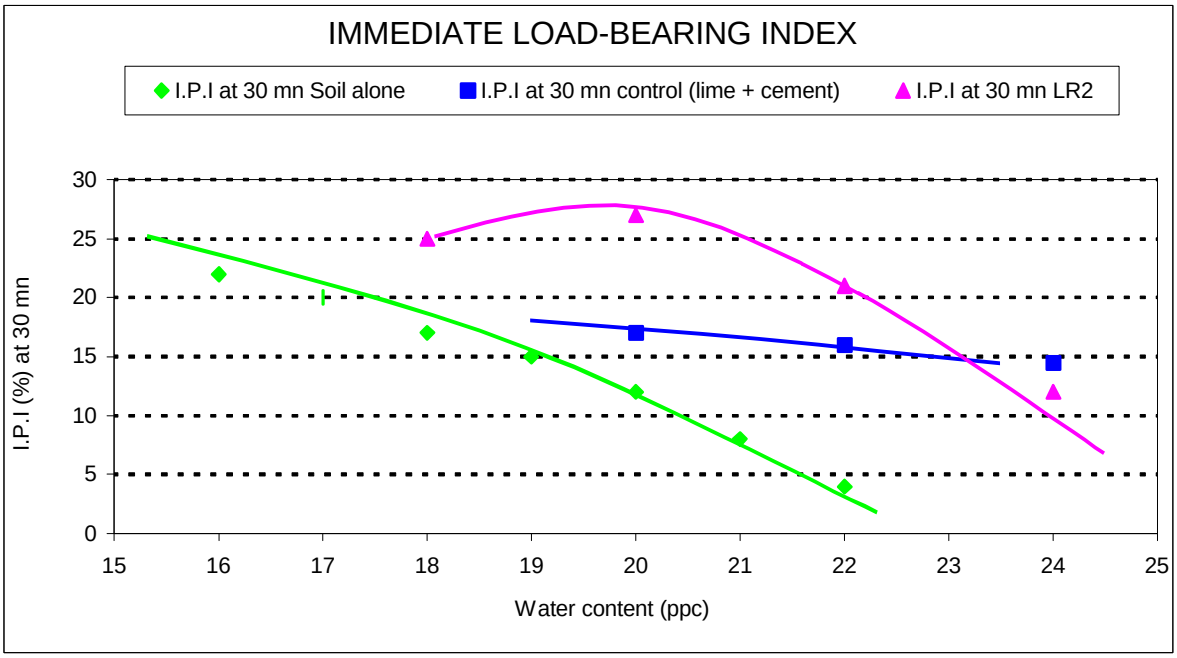
Without entering into the details of the analytical work, which proved to be quite laborious, three compositions with an average score of 15 out of 20 can be highlighted.

These three binders that are quite close to one another in composition and differ only through their contents of different products were subjected to a techno-economical optimisation.

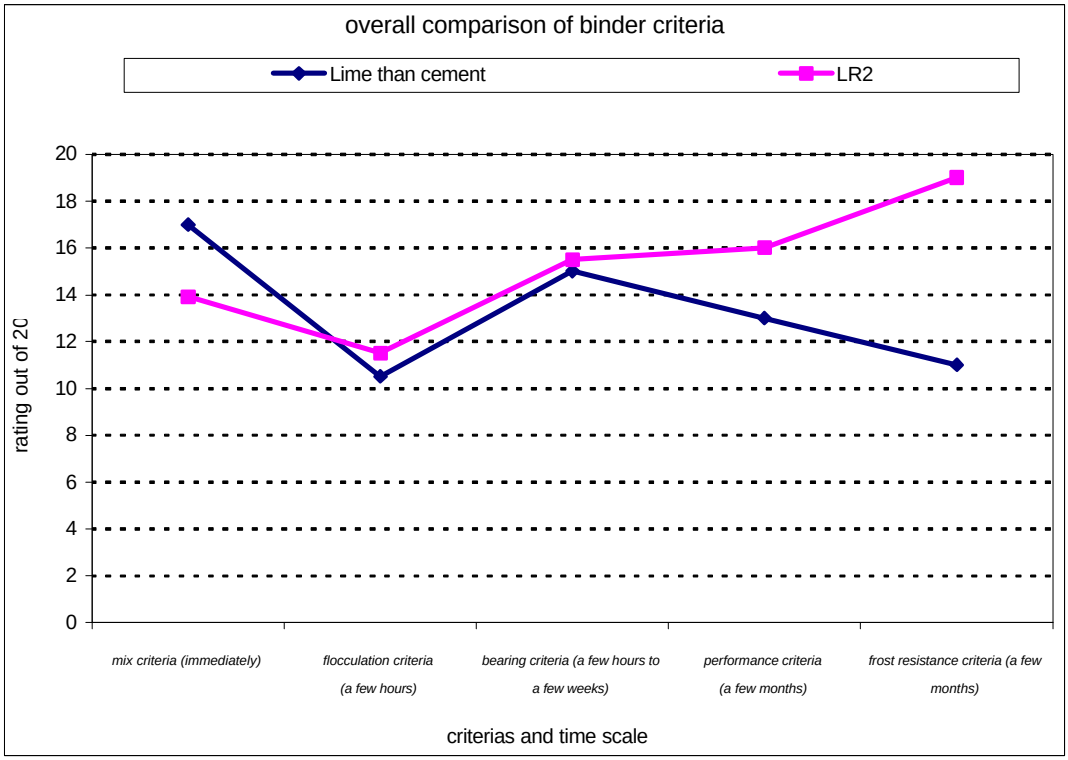
Lastly, the final composition was given the definitive name of ROC SOL, designated hereunder as LR2. Graphs 1, 2 and 3 summarise the results obtained:

- Immediate load-bearing index
- Resistance to compression as a function of time
- Overall ranking based on five chosen criteria.

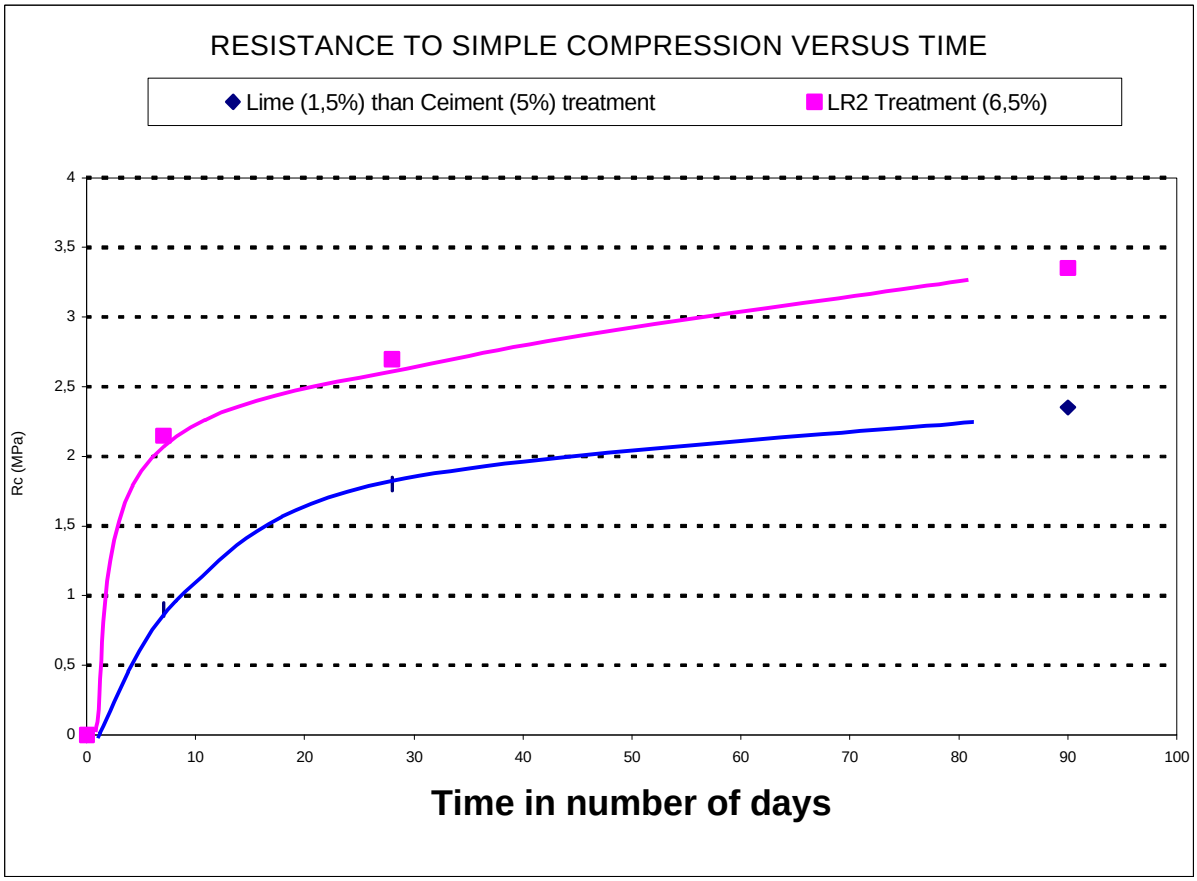
The analysis of the graph 3 is particularly interesting since out of all the criteria retained for characterising a given product, only the immediate behaviour criterion just after the mixing is better satisfied by the conventional dual treatment. However, this advantage only last for the first hour. Immediately afterwards and irrespective of the observation criteria, the LR2 solution is shown to be superior and the gap steadily rises over time:



GRAPH 1



GRAPH 2



GRAPH 3

As an initial conclusion, it was shown that it is indeed possible to develop a single binder capable of effectively replacing the mixed treatment of fine soils first with lime, then with cement. Ready during the second half of 1994, the new LR2 binder was subjected to trials at five test sites until the springtime of 1995.

- 2 sites in the North
- 3 sites in the Paris region

The preliminary studies conducted for these sites, the first level and application observations showed:

- That the product satisfies the needs quite well and facilitates the progress of the work sites.
- That in terms of immediate behaviour during mixing, the level of grinding is certainly slightly lower than that of dual treatment but just as correct and sufficient.
- That in the case of very wet soils (th), whether A1, A2 or A3, it is necessary to use an initial lime treatment, followed by treatment with LR2 or another binder. This is because the lime absorption capacity of these soils is extremely high, and luckily for us, not very common.

After this phase of experimental sites, the LR2 was thus validated, declared ready for use and suitable for being used in the definitive industrial phase.

3 – APPLICATION AT LARGE WORK SITES

3-a - Presentation of the site

Among the different sites where this single binder was applied as replacement of the dual treatment, the resurfacing of the RD 166 in the Vosges, particularly the deviation at Darnieulles Uxegney was retained. This section of the road 6.5 km long has to bear a T2 traffic (that is, more than 200 vehicles with a total laden weight greater than 3.5 tonnes). The type of support chosen for receiving the pavement is a level 2 platform compliant with the French guide (GTR, PF2 with a minimum modulus of 80 MPa) placed on a levelled terrace with a minimum bearing capacity of 30 MPa. In order to build this PF2 platform, a capping layer of 35 cm of silt treated with lime and a hydraulic binder was envisaged. The soil available at the site for creating this capping layer is a silt having the average geological and chemical criteria shown in table I:

		Average silt RD166	Notes
Chemical characteristics	Sulphate (% SO3)	0.03	Acid soil with a notable presence of organic matter
	PH	5.5	
	Organic matter (%)	0.6	
	SiO2 (%)	72	
	Al2O3 (%)	14	
	Fe2O3 (%)	4	
Geological characteristics	Clay level(VBS)*	3.6	Fine clayey soil of type A2 according to NF P 11300 standards
	Passing through 80 microns (%)	77	
	Passing through 2 mm (%)	94	

* Expressed as grams of methylene blue per 100 g of soil **TABLE I**

3-b – Laboratory study

A study comparing the dual treatment method with the single binder technique was carried out. It was based on the methodology recommended by the French GTS (réf) soil treatment guide. A proctor test was prepared for each of these treatments:

- Dual treatment with 1.5% of quick lime and 4.5% of LR1 road works binder. One obtains the optimum ρd OPN = 1.64 t/m3 for 20.5% of water
- Treatment with a single binder with 5.5% of LR2. One obtains the optimum ρd OPN = 1.65 t/m3 for 19.5% of water.

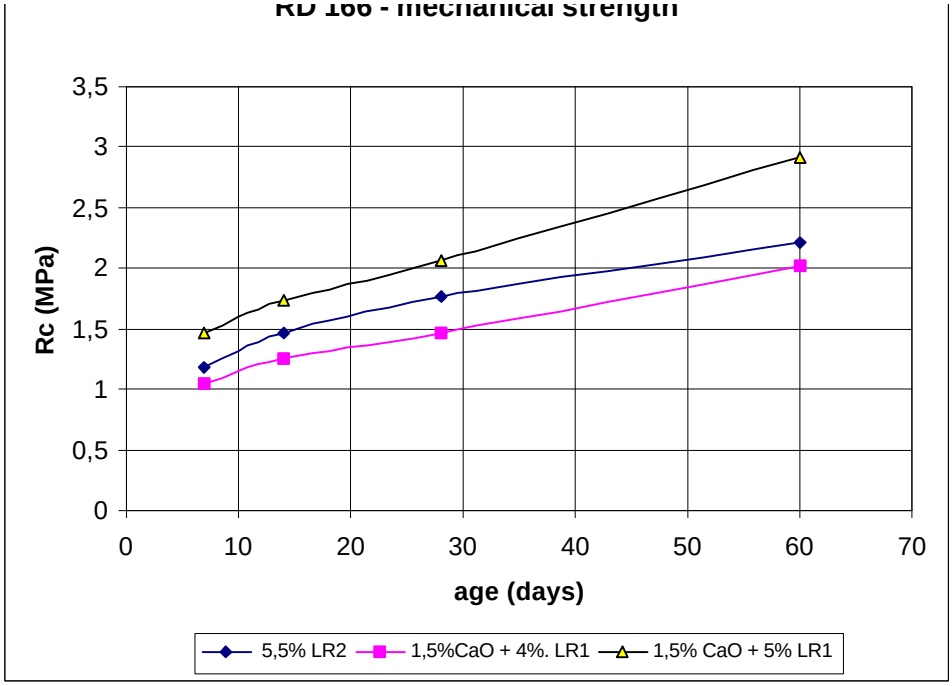
It can be seen that the movement of the proctor optimal water content to higher values is more marked with the dual treatment, with + 1%. This confirms the observations of the single binder development study, but the proctor approach of the efficacy of the treatment represents only a part of properties specific to the use of a single binder as replacement of the dual treatment lime–hydraulic binder.

The mechanical characteristics, measured during this study, are reproduced in Table II. The graph shows the setting dynamics of the three types of treatment, the first treatment, at 1.5% of lime and 4% of LR1 binder, being similar in terms of the weight of products used, to the single treatment of 5.5% with LR2.

			Treatment studied			GTS recommendations
			1.5% lime + 4% LR1	1.5% lime + 5% LR1	5.5% single binder LR2	
Rc (MPa) at WOPN and compacting at 98.5% of the OPN		7 days	1	1.5	1.2	> 1 MPa
		14 days	1.3	1.7	1.5	
		28 days	1.5	2.1	1.8	
		60 days	2	2.9	2.2	
		Immersion in water *	0.69	0.76	0.62	> 0.6
Tests in splitting (MPa) at WOPN and compacting at 96% of the OPN	28 days	Rtb	0.19	0.26	0.23	
		E modulus	2600	3400	3200	
	60 days	Rtb	0.27	0.32	0.29	
		E modulus	2900	3700	3400	
	90 days	Rtb	0.31	0.37	0.33	Mechanical zone 4
		E modulus	3600	4300	3700	
		Mechanical zone	Limit 4 / 5	4	4	

- Sensitivity estimated through the loss of Rc after 32 days of immersion beyond the 28 days in waterproof cover.

TABLE II



GRAPH 4

3-c – Progress of the site

The constitution of the capping layer was carried out by supplying natural silt from a well identified source. The six photos shown below illustrate the organisation of the single binder treatment workshop. The detailed description of the work, completed by a comparison of what might have been a dual treatment with lime and a hydraulic binder, is given in the table III. The following equipment was used at the work site: 1 D6 Bulldozer, 1 binder spreading machine, 1 pulvimixer RACO 450, 1 levelling machine, 2 V5 heavy duty vibrating rollers and 1 sprinkler.



Photo 1



Photo 2



Photo 3



Photo 4



Photo 5



Photo 6

	Treatment with a single binder LR2 (reality of the work site)	Dual treatment with lime and hydraulic binder (theoretical)
Supply phase	Soil from an identified cutting area	Soil from an identified cutting area
Setting as layers and humidification	By a bulldozer in 40 cm layer then scarification and sprinkling	By a bulldozer in 40 cm layer
Lime spreading	No	In a single coat of 10 kg/m2 of quick lime
Mixing with lime	No	A single application with the pulvimixer
Compacting, preparation of lime layer and humidification	No	2 to 4 applications of vibrating compacter and levelling machine. Followed by scarification and sprinkling
Hydraulic binder spreading	In 2 applications of 18 kg/m2 of LR2 binder	A single application of 26 kg/m2 of LR1 binder
Sprinkling	If necessary, after the first mixing	If necessary, sprinkling between two mixing operations (the dual treatment technique requires more water)
Mixing with the binder	Two operations of pulvimixer	Two operations of pulvimixer
Partial setting	With levelling machine	With levelling machine
Final compacting	With V5 vibrating compacter	With V5 vibrating compacter
Fine setting	Levelling and coating	Levelling and coating

TABLE III

The capping layer work was thus conducted with the LR2 single binder at the rate of 5.5%. The reference of the site compacting was slightly different from those from the study:

- Site, ρd OPN = 1.63 t/m3 for 20.5% of water
- Laboratory, ρd OPN = 1.65 t/m3 for 19.5% of water

The densification obtained at the site complied with the contract requirements, that is, 95% of measurements greater than 98.5% of the reference ρd OPN; the average densification is 100.5% of ρd OPN. The platform was accepted after measurement of deflection at 28 days. The contract requirements were respected for 100% of the measurements taken, that is, a deflection lower than 80 1/100 mm. An average deflection of 33 1/100 mm at + - 40 1/100 mm was obtained. This large scale use of the single binder allowed working conditions specific to its use and to learn more about the advantages of a single binder as described in the conclusion.

3. CONCLUSION:

The foremost advantage offered by a single binder is that it allows a simplified organisation of the treatment work site around a single product:

- A single product to be purchased and supplied
- A single workshop for spreading and storing
- Mechanical performance level at least equal to the lime-binder mixed treatment, at similar overall proportions of the mix
- Increased output of the treatment workshop
- Simplification of the mixing phases and no waiting between each mixing operation
- Reduced per-square metre treatment costs
- The elimination of at least one mixing phase tends to reduce the quantities of water to be added for generating all the potential of hydraulic setting so as to offset the losses due to reactions while mixing.

The question was posed, and this required a few months of study regarding the new tests or new binder compositions, as to whether it was possible to develop a single binder for fine clayey soils, capable of advantageously replacing the traditional dual treatment, first with lime, then with cement.

Since then, this binder named ROC SOL has become widely used, establishing a good reputation. More than 200,000 tonnes spread over 1 000 work sites have been used since the development of this binder six years ago.

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

DUPLICACIÓN DE CALZADA DE LAS CARRETERAS M-501 Y M-511 ENTRE LA M-40 Y EL PK 21,800 DE LA M-501

CEMENT STABILISATION OF THE SUBGRADE IN THE DUPLICATION OF SOME EXISTING HIGHWAYS IN THE REGION ON MADRID

Enrique del Amo Sanz
Ingeniero de Caminos
Inspector Técnico de la Obra
Comunidad de Madrid

José María Navarro Vaquerizo
Ingeniero de Caminos
Dir. Departamento de Métodos de FCC Construcción S.A.

RESUMEN

En la ejecución de la obra objeto de la presente comunicación se planteó el grave problema de falta de materiales para la confección de una subbase de suelo cemento, ya que los préstamos elegidos en el proyecto no están operativos en la actualidad. Las soluciones alternativas de bases granulares, como son las zahorras artificiales, ante la gran demanda que existe en la zona de Madrid, en la actualidad, se presentan como muy difíciles de conseguir, por lo que tampoco son viables.

Se presenta como única solución factible la constitución de una explanada de gran calidad, tipo E3 (CBR > 20), sobre la que colocar un firme compuesto en exclusiva por capas de mezcla bituminosa.

Los suelos de la traza, por sí mismos, no presentan las cualidades necesarias para formar una explanada de la categoría que se pretende.

Todos estos hechos aconsejan un tratamiento con cemento de la explanada. Siguiendo las últimas tendencias en materia de explanadas se propone el tratamiento de los últimos 25 cm de la explanada.

El tratamiento se estaba haciendo por vía húmeda, hasta que surgieron las lluvias y subieron el contenido de agua de los suelos, en cuyo momento se pasó a la vía seca e incluso a un tratamiento previo con cal viva, con objeto de reducir la humedad del suelo y mejorarlo, antes de aplicarle el tratamiento con cemento.

En aras de optimizar la cantidad de cemento y mejorar la calidad de la explanada, se ha ensayado una compactación, que produzca densidades por encima de la del Proctor Modificado.

ABSTRACT

In the work described in this paper, the execution of a soilcement subbase faced the important problem of the non-availability of suitable borrow pits. The alternative of a crushed granular base was also not viable, since these materials are nowadays highly demanded im the Madrid region and therefore it is difficult to obtain them.

So, the only possibility was a high-quality sugrade (CBR > 20), enabling to put a full-depth bituminous pavement on top of it.

The existing soils were not adequate to this objective. Therefore, a stabilisation with cement, in a depth of 25 cm, was envisaged. In the beginning, cement was added as a slurry, but after some heavy rains which increased the moisture content of the soils, it was decided first to use cement in powdered form and then to adopt a combined treatment with lime and cement, both in powder. Lime was used to reduce the water content of the subgrade, previously to its stabilisation with cement.

To optimize the cement needed for this process, as well asto improve the quality of the subgrade, a compaction scheme has been tested, allowing to obtain densities over that of Proctor Modified.

PALABRAS CLAVE

Cemento, cal, estabilización, tratamiento, combinado, compactación, Proctor

KEY WORDS

Cement, lime, stabilisation, treatment, combined, compaction, Proctor

1.- Antecedentes.-

Para la Comunidad de Madrid, se están ejecutando las obras del proyecto denominado "Duplicación de Calzada de las Carreteras M-511 y M-501 entre la M-40 y la M-522".

El tráfico previsto para este tramo de carretera alcanza un nivel T1, según la denominación expresada en la vigente *Instrucción 6.1 y 6.2 IC de secciones de firme* (1989). El firme elegido en proyecto se corresponde con el 133 de la citada instrucción, que se corresponde con las siguientes capas

- 4 cm de mezcla bituminosa drenante, tipo PA-12
- 18 cm de mezcla asfáltica en caliente
- 20 cm de subbase de suelo cemento
- Explanada tipo E3.

Los materiales disponibles en la zona para su empleo como explanada mejorada, como coronación de terraplenes y sobre fondo de desmontes, no permiten garantizar alcanzar una explanada de la categoría E-3, según la clasificación de la Instrucción citada.

Por lo que se adoptó como solución de compromiso el tratamiento con cemento de los suelos que se encuentran en la traza.

Además, en la ejecución de la obra se plantea el grave problema de falta de materiales para la confección de una subbase de suelo cemento, ya que los préstamos elegidos en el proyecto no están operativos en la actualidad. Las soluciones alternativas de bases granulares, como son las zahorras artificiales, ante la gran demanda que existe en la zona de Madrid, en la actualidad, se presentan como muy difíciles de conseguir, por lo que tampoco son viables.

Por tal motivo la única alternativa viable al firme de proyecto consiste en la formación de un paquete de aglomerado sobre la explanada.

Por otro lado, cuando se plantean problemas de escasez de áridos, como es este caso, la mejor alternativa es recurrir al empleo de mezclas bituminosas de alto módulo.

De esta forma se ha adoptado para el firme de esta obra el siguiente paquete:

- 4 cm de mezcla bituminosa drenante, tipo PA-12
- 18 cm de mezcla de alto módulo en caliente
- Explanada tipo E3.

La explanada tipo E3 se formaba estabilizando suelos adecuados en un espesor de 25 cm, siguiendo las *Recomendaciones de proyecto y construcción de firmes y pavimentos* de la Junta de Castilla y León (1996), superando ampliamente los 15 cm que propone la *Instrucción 6.1 y 6.2 IC* y los 20 cm que se calculan aplicando la *Instrucción para el diseño de firmes de la red de Carreteras de Andalucía*.

En esta comunicación se explica el proceso de tratamiento de los suelos en el espesor citado para conseguir la explanada tipo E3.

2.- Estudios previos.

La *Instrucción 6.1 y 6.2 IC Secciones de Firmes*, para la formación de una explanada tipo E3, exige que la explanada esté coronada por un suelo estabilizado tipo *S-EST 3,* al que se le exige una resistencia a compresión simple a 7 días igual o superior a 1,5 MPa.

Los estudios previos de diseño de fórmulas para el tratamiento se orientaron en el sentido de conseguir estas prestaciones, superándolas en una magnitud suficiente para absorber las diferencias existentes entre el estudio en laboratorio y la práctica en obra.

2.1.- desarrollo de los ensayos

Los ensayos se efectuaron durante el mes de octubre del 2.000.

Se hicieron en primer lugar análisis de muestras de suelos para conocer su granulometría y sus límites de Atterberg, con el objeto de conocer sus cualidades.

A los suelos se adicionaron cantidades crecientes de cemento (2, 3, 4 y 5%), haciéndose los correspondientes ensayos de compactación, Proctor Normal, para conocer la densidad y humedad óptimas de cada mezcla. Con estos datos se fabricaron probetas que se rompieron a 7 días.

Se hicieron ensayos con dos tipos de cemento:

- Cemento CEM II – BM 32,5
- Cemento CEM IV – B 32,5

Como actuaciones complementarias, con objeto de comprobar si los materiales tratados conseguían la formación de una explanada E3, se hicieron ensayos de CBR, con la mínima proporción de cemento (2%).

Una vez comenzados los trabajos, y a la vista del excelente comportamiento de los suelos a la compactación, se hicieron ensayos con compactaciones del Proctor Modificado, a petición de la dirección de obra, junto con otros de PN, para comparar. Estos ensayos se hicieron con proporciones de cemento de 3,5 y 4%, empleando en unos casos, el molde del PN, y, en otros, el molde del PM, aunque aplicando siempre la energía del Proctor Modificado. El cemento empleado fue el tipo CEM II BM 32,5. Estos ensayos se ejecutaron en noviembre del 2000

Los resultados de resistencia obtenidos con el cemento tipo CEM II fueron mejores que los obtenidos con el CEM IV.

Por tal motivo, se decidió emplear, para la realización de la obra, el CEM II en una dosificación del 4,5 %, para garantizar, con holgura, la resistencia de 15 Kg/cm^2 exigida.

Los resultados obtenidos del índice CBR, garantizaban, muy por encima la formación de una explanada tipo E3, ya que el índice CBR, para el mínimo de dosificación ensayado (2%), daba un índice de 107, muy por encima del índice 20 exigido en la Instrucción 6.1 y 6.2 IC.

2.2.- Resultados

Los suelos ensayados resultaron ser no plásticos, con un pasante por el tamiz 200 de un 10,5% de media.

Los resultados se exponen a continuación.

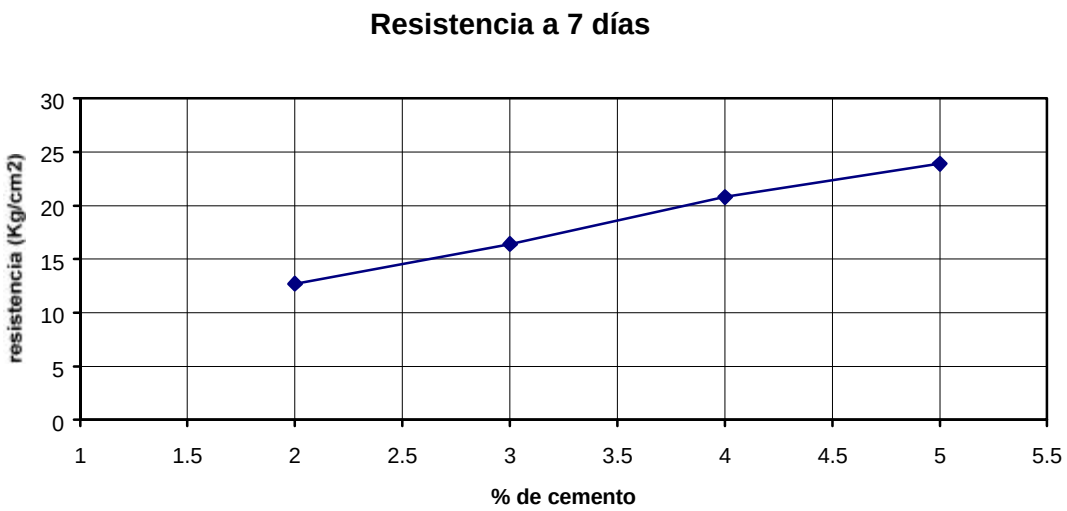
a ***Cemento CEM II – BM 32,5***

Ensayos de Compactación

% Cemento	*Dens. seca (g/cm^3)*	*Humedad (%)*
2	1,946	11,399
3	1,968	11,193
4	1,975	11,865
5	1,971	11,854

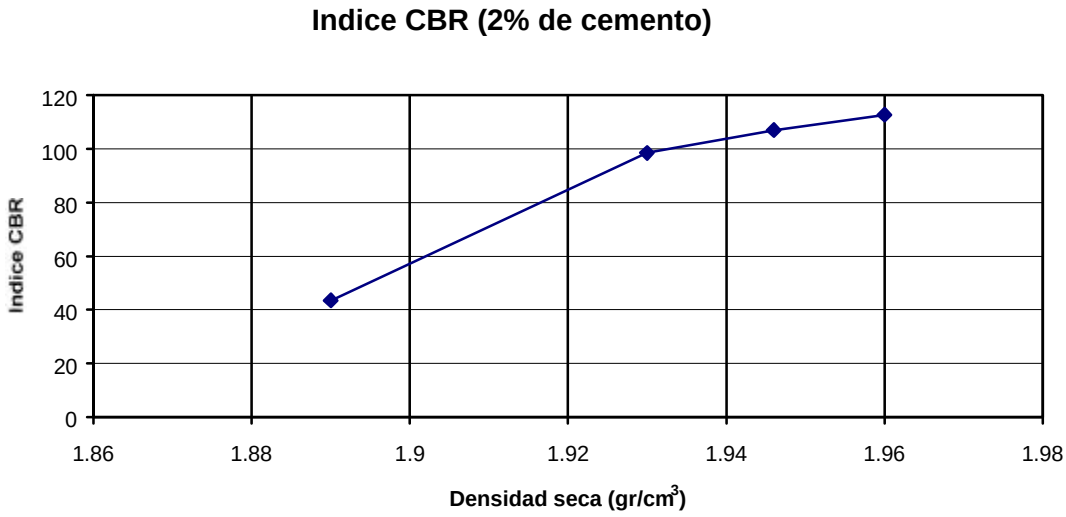
Ensayos de resistencia

% Cemento	*Res. a 7 días (Kg/cm^2)*
2	12,7
3	16,4
4	20,8
5	23,9



Ensayos de CBR

Dens.	*%PN*	*CBR*
1,89	97	43,46
1,93	99	98,49
1.96	101	112,70
1,946	100	107



b ***Cemento tipo CEM IV – B 32,5***

Ensayos de Compactación

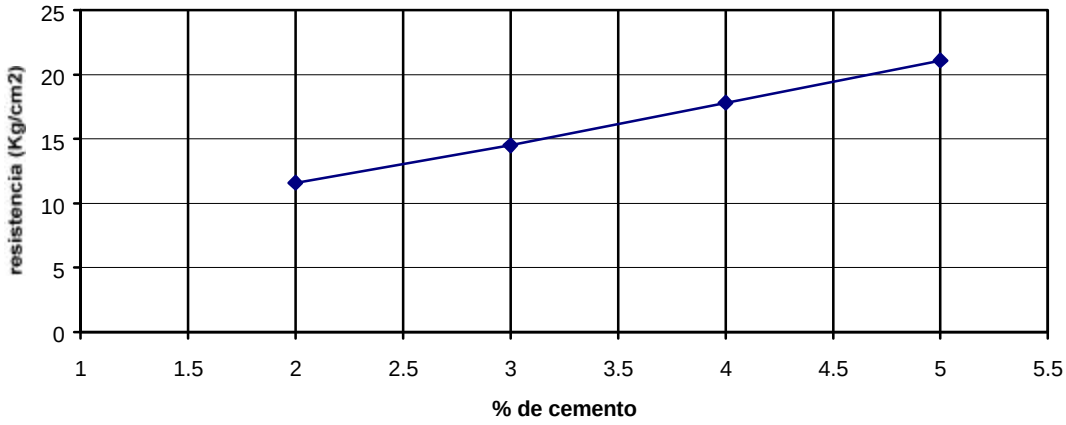
% Cemento	*Dens. seca (g/cm^3)*	*Humedad (%)*
2	1,953	11,097
3	1,947	11,129
4	1,958	11,116
5	1,957	11,544

Ensayos de resistencia

% Cemento	*Res. a 7 días (Kg/cm^2)*
2	11,6
3	14,5
4	17,8

% Cemento	*Res. a 7 días (Kg/cm^2)*
5	21,1

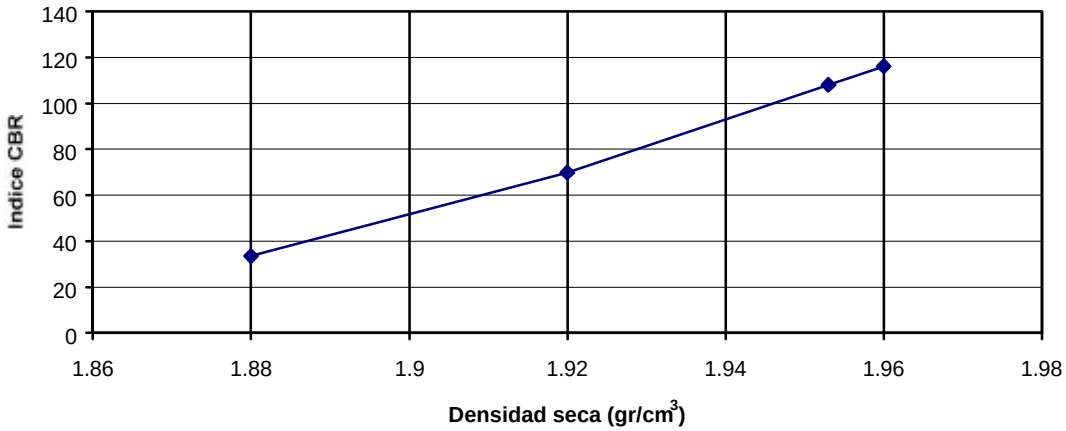
Resistencia a 7 días



Ensayos de CBR (2% cemento)

Dens.	*%PN*	*CBR*
1,88	96	33,42
1,92	98	69,84
1.96	100	116,22
1,953	100	107

Indice CBR (2% de cemento)



c **Ensayos comparativos entre Proctor Modificado y Proctor Normal**

Proctor Normal

% Cemento	*Dens. seca (g/cm^3)*	*Humedad (%)*	*Res (3 d) Kg/cm^2*	*Res. (7d) Kg/cm^2*
3,5	1,895	10,4	11,33	15,8
4	1,905	10,5	13,2	18,57

Proctor Modificado (Molde de PM)

% Cemento	*Dens. seca (g/cm^3)*	*Humedad (%)*	*Res (3 d) Kg/cm^2*	*Res. (7d) Kg/cm^2*
3,5	1,977	6,8	14,33	18,9
4	2,01	6,8	17,67	22,46

Proctor Modificado (Molde de PN)

% Cemento	*Dens. seca (g/cm^3)*	*Humedad (%)*	*Res (3 d) Kg/cm^2*	*Res. (7d) Kg/cm^2*
3,5	1,983	6,7	14,73	20,93
4	2,01	6,6	17,13	23,90

3.- Desarrollo de los trabajos

A finales del mes de octubre de 2.000 se comenzaron los trabajos de ejecución del tratamiento de los suelos de la obra.

Se comenzó utilizando el sistema de vía húmeda. Para el tratamiento se utilizaba la estabilizadora Wirtgen W – 500, que efectuaba la excavación y la mezcla del terreno con el cemento. El cemento se suministraba en lechada, mediante una unidad dosificadora WM – 1000, que avanzaba por delante de la estabilizadora.

Al material se le daba una primera compactación utilizando un rodillo tándem, que daba una pasada de ida y vuelta antes de que se hiciera el refino de la zona tratada.

El refino se hacía con motoniveladora Hanomag C 160.

Tras la actuación de esta máquina se le daba la compactación definitiva que consistía, como media en 3 pasadas dobles, de ida y vuelta, no llegándose a dar, en ningún caso más de 4 pasadas dobles.

La compactación se hacía en principio con un único rodillo, pero se llegó a una solución mejor, que consistía en el empleo de dos rodillos tándem. Uno de ellos iba tras la estabilizadora y el otro tras la refinadora. Los rodillos utilizados fueron: un STA WH –

1700 y otro BOMAG de 15 toneladas. Con esta solución se consiguió una mayor continuidad en la ejecución y una mejora de los rendimientos.

A la vista del buen comportamiento del suelo tratado a la compactación se pensó en pasar a compactar siguiendo el criterio de utilizar la densidad del Proctor Modificado para la ejecución de la unidad de obra. Se hicieron los oportunos ensayos y se puso en práctica el sistema, aunque fue en un plazo muy corto, ya que comenzó una etapa de fuertes lluvias que impidieron su continuidad.

En esta etapa de lluvias, que comenzó en el mes de diciembre, las explanadas que se estaban estabilizando alcanzaron humedades por encima de la óptima fijada en el ensayo del Proctor Normal, haciendo abandonar la compactación por el PM, e incluso, el sistema de dosificación por vía húmeda, pasando al sistema de dosificación en seco, e incluso a buscar una estabilización mixta, utilizando previamente la cal para secar el suelo, antes de pasar a la estabilización con cemento.

En esta etapa se utilizó una estabilizadora Rahco 250, y una dosificadora Paniem. Esta extendía, por delante de la estabilizadora una capa uniforme del aditivo de tratamiento, primeramente cal y luego cemento..

Se ensayaron dos posibilidades para dar el tratamiento mixto:

- Extendido y mezclado de la cal con el suelo con la estabilizadora. Luego, con posterioridad, se hacía el tratamiento con cemento, se efectuaba un primer compactado, se refinaba y, finalmente se completaba el compactado de la mezcla.
- Extendido de la cal, mezclado con el suelo y primer compactado del suelo cal, haciendo con posterioridad el tratamiento con cemento y se terminaba compactando, refinando y volviendo a compactar.

De los dos, el que dio resultado fue el segundo, por lo que fue el adoptado para la ejecución del tratamiento mixto.

La proporción de cal más usualmente añadida fue del 1,5%. Se comprobó que esta proporción de cal viva conseguía bajar la humedad del suelo en tres puntos, con lo que se entraba en humedades razonables para la estabilización. En algunos casos, en los que la humedad del suelo era mayor, hubo que subir la dosis, que, como mucho, fue del 3%, aunque en contadas ocasiones se llegó a esta cifra.

Las lluvias se prolongaron durante los primeros meses del año 2001, lo que obligaron a emplear la vía seca, para la estabilización. En el momento en que las explanadas bajaron su humedad, hasta los límites normales, se volvió a emplear la vía húmeda, que consideramos que es más exacta y más fiable. En la fecha de la redacción de esta ponencia se sigue utilizando este método de estabilización.

Se ha constatado que los elementos de compactación conseguían con facilidad la densidad por encima del 100% del PN, lo que quiere decir que la energía que

suministran los elementos de compactación está en el orden de la necesaria para conseguir las densidades del Proctor Modificado.

En la obra se han realizado ensayos siatemáticos confeccionando probetas compactadas con el criterio del PM, que han dado resultados por encima de las compactadas con el PN, en una proporción que varía del 15 al 20%.

4.- Control de las obras.

El control de las obras se efectúa en dos frentes:

- En obra se hacen mediciones de la humedad y de la densidad, utilizando el medidor nuclear, para garantizar los niveles de compactación exigidos (el 100% del PN)
- También en obra se hacen extracciones periódicas con las que se fabrican 6 probetas para romper a compresión simple a 7 y 28 días. Estas probetas se transportan al laboratorio para su curado y rotura a las edades previstas.

5.- Conclusiones

Como experiencia de esta obra se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- El empleo de la vía húmeda es el sistema más eficaz para la ejecución de tratamientos con cemento siempre que las humedades naturales del terreno estén sensiblemente por debajo de la humedad óptima de compactación
- Sin embargo, se pueden producir resultados no satisfactorios si las humedades del suelo son altas. En este caso es obligado pasar a una estabilización por la vía seca.
- Si las humedades superan las óptimas de compactación, habrá que pensar en estudiar soluciones para disminuir estas humedades y encajarlas dentro de cifras que hagan posible el tratamiento, que será por vía seca. En esta obra el tratamiento previo con cal ha dado buenos resultados a los efectos de reducir la humedad, dando una mejora adicional en las cualidades del material tratado.
- Los ensayos de CBR del material tratado han demostrado en esta obra que es un material que produce una buena explanada, aún si las resistencias mecánicas no alcanzan los 1,5 MPa exigidos por la *Instrucción 6.1 y 6.2 IC.*
- Parece interesante utilizar el criterio del PM para la ejecución de la obra, siempre que los suelos no presenten una humedad próxima a la óptima, ya que, con la misma energía de compactación empleada, se conseguirían resultados más altos, un 15 al 20% por encima de los obtenidos con el PN.

FOTOGRAFÍAS



Foto 1.- Sistema de tratamiento por vía húmeda. Estabilizadora W-500 y Dosificadora WM-1000



Foto 2.- Sistema de tratamiento por vía húmeda. Estabilizadora W-500 y Dosificadora WM-1000, al fondo el rodIllo tándem



Foto 3.- Vía seca. Dosificadora de cemento



Foto 4.- Vía seca. Estabilizadora RAHCO 250 y rodillo tándem



Foto 5.- Vía seca. Dosificador de cemento y estabilizadora RAHCO 250



Foto 6.- Refino. Motoniveladora Hanomag C 120



Foto 7.- Probetas de suelo tratado, enmoldadas y preparadas para su traslado al laboratorio



Foto 8.- Extendido del riego de curado

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADA CON CAL Y CEMENTO EN EL AEROPUERTO CHARLES DE GAULLE (PARIS)

SUBGRADE STABILISATION WITH LIME AND CEMENT IN THE CHARLES DE GAULLE AIRPORT (PARIS)

José A. Fernández-Cuenca
Jefe del Servicio de Transportes – Asesoría Técnica
Dragados Obras y Proyectos
Avenida de Tenerife 4 y 6
28700 San Sebastián de los Reyes - Madrid

RESUMEN

Los suelos existentes en la llanura de Roissy están compuestos por margas y por limos de plasticidad media. Todo los rellenos situados bajo las áreas pavimentadas de la Pista 3 y de las calles de rodadura, al igual que la capa de forma, se han ejecutado con los limos. En los terraplenes, los limos se estabilizan con porcentajes variables de cal, dependiendo de su humedad natural. Para la capa de forma (explanada), de 35 cm de espesor, se usan los mismos limos estabilizados con un 2% de cal y un 6% de cemento.

Los ensayos de identificación del limo muestran que el 95% del material pasa por el tamiz de 0,08 mm, con límite líquido de 35, índice de plasticidad de 18 y valor de azul de metileno de 2,6. La densidad máxima PN es de 1,7 t/m^3 y la humedad óptima es del 18%. El material queda clasificado como suelo limoso de plasticidad media.

Se explican los parámetros exigidos para determinar la dosificación de los dos ligantes empleados, teniendo en cuenta el estado de humedad natural del terreno, normalmente bastante superior a la óptima. Se explica la importancia del Índice Portante Inmediato, o CBR ejecutado con la humedad natural.

Se describe la ejecución de los tramos de ensayo y los resultados obtenidos para determinar el procedimiento de ejecución. Finalmente, se comentan las diferencias entre la práctica del país vecino y las especificaciones españolas.

ABSTRACT

The soils existing in the Roissy plain are composed of marls and medium plasticity silts. All fills located underneath the Runway 3 and taxiway paved areas, as well as the capping layer, have been performed with the silts. The silts are stabilized in embankments with varying proportions of lime, depending on their natural moisture. The same silts stabilized with 2% of lime and 6% of cement are used for the 35 cm thick capping layer (formation).

Silt identification tests show that 95% of the material passes through the 0.08 mm sieve with a liquid limit of 35, plasticity index of 18 and methylene blue value of 2.6. The maximum PN density is 1.7 t/m^3 and the optimum moisture is 18%. The material is classed as medium plasticity silty soil.

The parameters required to determine the proportioning of the binders employed are explained, bearing in mind the ground's natural moisture condition, which is normally higher than the optimum. The importance of the Immediate Bearing Index, or CBR, performed with natural moisture, is explained.

The performance of test stretches is described and the results obtained for determining the performance procedure are given. Finally, the differences between practices in the neighbouring country and Spanish specifications are discussed.

1. - INTRODUCCIÓN

La construcción de la Pista Nº 3 del Aeropuerto Roissy - Charles de Gaulle fue contratada por ADP (Aeroports de París) en Marzo de 1999 a una unión temporal de empresas compuesta por Dragados Obras y Proyectos y la empresa francesa Bec Frères. La pista de vuelo se puso en servicio el día 7 de septiembre de 2000, a las 5h 30m. Posteriormente se finalizó la obra con la terminación de algunas calles de rodaje para lo cual se necesitaba cerrar al tráfico aéreo la Pista 1, que solo se podía hacer con la Pista 3 operativa.

Los suelos que forman la llanura de Roissy son limos de plasticidad media y margas. El planteamiento de la obra por parte de ADP exigía el máximo aprovechamiento de los materiales locales, sin tener que recurrir préstamos alejados de la zona, con distancias de transporte elevadas, ni al uso de vertederos. Los dos objetivos básicos eran la economía y la reducción del impacto medioambiental.

Para la construcción de los terraplenes situados bajo superficies pavimentadas, así como para la capa de forma (explanada), se utilizaron exclusivamente los limos procedentes de las excavaciones y de préstamos situados dentro del propio aeropuerto. Solamente para rellenos de algunas áreas alejadas de las superficies pavimentadas se utilizaron las margas.

Las directrices generales para el manejo de suelos y explanadas en Francia están recogidas en la Guía Técnica “Realisation des remblais et des couches de forme”, elaborada por el LCPC y el SETRA. En esta Guía se establece una clasificación y unas condiciones de utilización, para cada uno de los tipos de suelos en terraplenes y capas de forma. Se tienen en cuenta las condiciones de puesta en obra, humedad natural y climatología, para definir los posibles tratamientos, espesores y métodos de compactación.

Los limos empleados en terraplén se estabilizan con porcentajes variables de cal, dependiendo de su humedad natural. Para la capa de forma (explanada), de 35 cm de espesor, se usan los mismos limos estabilizados con un 2% de cal y un 6% de cemento. El volumen total de la explanada tratada ha sido de 220.000 m^3.

2. - NECESIDAD DE TRATAMIENTO DE LOS SUELOS

Las disposiciones constructivas prevén, para la realización de los terraplenes bajo pavimentos, la puesta en obra de limos preceptivamente tratados con cal.

Antes de proseguir, señalaremos que en Francia se utiliza una medida de capacidad portante de suelos en estado natural denominada IPI o Índice Portante Inmediato. El ensayo consiste en la preparación de probetas Proctor Normal con el suelo en su estado de humedad natural, y la posterior medida del valor CBR que se hace inmediatamente, sin inmersión y sin sobrecarga.

Los valores exigidos son IPI $\geq$ 10% bajo pavimentos e IPI $\geq$ 5% fuera de las superficies pavimentadas.

Las características geotécnicas medias de los limos existentes en uno de los préstamos eran:

- Porcentaje de material menor de 80 micras .. 95,3%
- Límite líquido …….. 35,2
- Límite plástico …….. 17,3
- Índice de plasticidad ……. 17,9
- Valor de Azul de Metileno ……..... 2,6
- Densidad máxima PN. ……. 1,70 t/m^3
- Humedad óptima …… 18,0 %
- IPI (con humedad óptima)…….. 8,5

Los valores de Azul de Metileno comprendidos entre 2,5 y 6 indican que se trata de suelos limosos de plasticidad media. Los suelos arcillosos tienen valores por encima de 6. El límite inferior de 2,5 marca la aparición de limos de baja plasticidad y arenas arcillosas.

La humedad natural del material en el préstamo oscilaba entre 17 y 27%, es decir, generalmente era muy superior a la óptima. Las condiciones climáticas de la zona y la necesidad de trabajar a lo largo de todo el año obligan a usar el material casi siempre en su estado de humedad natural, sin posibilidad de orearlo para que seque.

El IPI con humedad del 19% cae a 5%, y por encima del 23% es prácticamente cero.

3. - ESTUDIO DEL TRATAMIENTO DE SUELOS

El estudio de la influencia de porcentajes variables de cal viva en la estabilización del material limoso tenía como objetivo alcanzar el Índice Portante Inmediato de 5 ó 10 con cualquier grado de humedad natural.

Los resultados del ensayo Proctor Normal para diferentes adiciones de cal viva son:

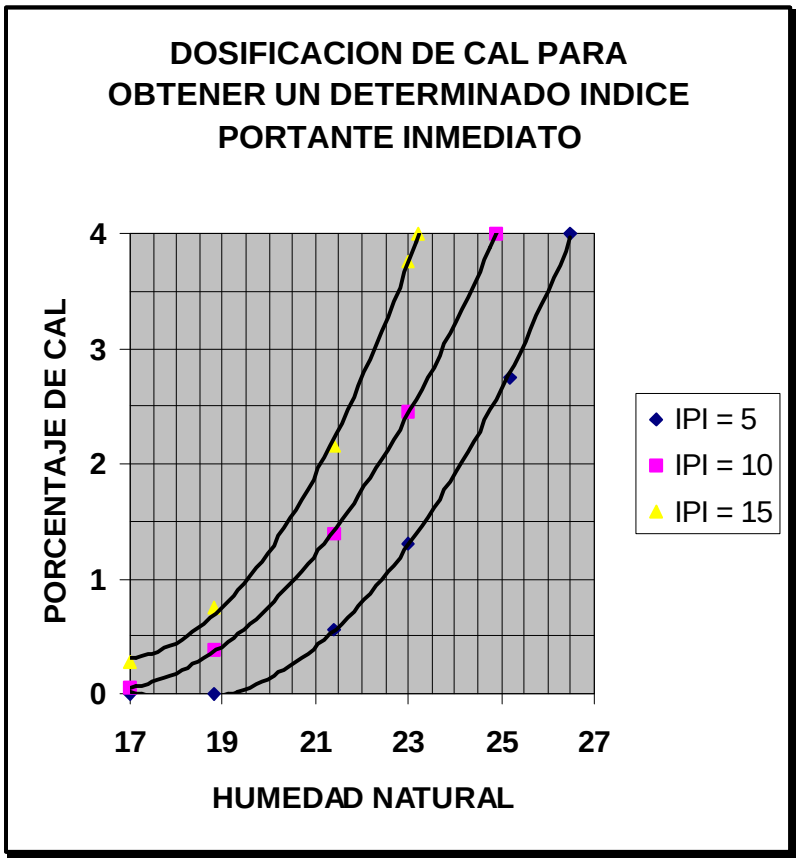
	Densidad t/m^3	Humedad %
Natural	1,70	18
1% CaO	1,65	19,5
2% CaO	1,63	20,5
3% CaO	1,61	21,5
4% CaO	1,58	22,7

En este cuadro se observa, como es habitual, un descenso de la densidad máxima y un aumento de la humedad óptima al crecer la cantidad de cal añadida. Esto es importante tenerlo en cuenta, ya que al controlar la compactación de la capa con diversos porcentajes de cal se debe tener muy clara la densidad de referencia.

La evolución del Índice CBR con diversos porcentajes de cal viva, efectuado con una humedad por encima de la óptima en cada caso se muestra en la tabla siguiente, en la que los valores de humedad y CBR en la línea A corresponden a la situación antes de tratamiento, la línea B inmediatamente después del tratamiento y la C después de cuatro días de inmersión.

	1% Cal Viva		2% Cal Viva		3% Cal Viva	
	H %	CBR	H %	CBR	H %	CBR
A	20,0	3,5	21,8	2	23,9	0,2
B	18,9	9	20,3	9	21,2	8
C	23,2	18	24,8	36	25,1	48

Se estudió el IPI para diversas humedades naturales sin cal y con porcentajes crecientes de cal hasta un 4%, cuyos resultados se resumen en el gráfico siguiente:



Como conclusión del estudio, se elaboró un cuadro para tomar la decisión del porcentaje de cal a añadir para cada grado de humedad natural.

Se admitía el tratamiento en el préstamo, en capas de 0,5 metros, que posteriormente era cargado, transportado y puesto en obra; o bien el tratamiento en el propio terraplén en capas de 0,3 metros según la forma más habitual en nuestro país.

TRATAMIENTO A EFECTUAR EN FUNCIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL DEL LIMO EXTENDIDO Y DEL IPI DESEADO

IPI deseado: 5		**IPI deseado: 10 pista y calles de rodadura**	
Humedad Natural	% de cal	Humedad Natural	% de cal
Hnat < 19,0	Sin tratamiento	Hnat. < 17,0	Sin tratamiento
19,0 ≤ Hnat < 21,5	0,5 %	17,0 ≤ Hnat < 19,0	0,5 %
21,5 ≤ Hnat < 22,5	1 %	19,0 ≤ Hnat < 20,5	1 %
22,5 ≤ Hnat < 23,5	1,5 %	20,5 ≤ Hnat < 21,5	1,5 %
23,5 ≤ Hnat < 24,0	2 %	21,5 ≤ Hnat < 22,5	2 %
24,0 ≤ Hnat < 25,0	2,5 %	22,5 ≤ Hnat < 23,0	2,5 %
25,0 ≤ Hnat < 25,5	3 %	23,0 ≤ Hnat < 23,5	3 %
Hnat ≥ 25,5	pretratamiento para rebajar la humedad por debajo del 25,5%	Hnat ≥ 23,5	Pretratamiento para rebajar la humedad por debajo del 23,5 %

4. - CAPA DE FORMA

La capa de forma o explanada tiene en primer lugar unos objetivos a corto término, como son la creación de una capa bien nivelada y con buena capacidad soporte que permita sin deformaciones el tráfico de los vehículos de obra y que colabore para permitir la adecuada compactación de las capas inferiores del firme, protegiendo de la intemperie a los suelos subyacentes.

Los objetivos a largo plazo son la homogenización de la capacidad soporte de la explanación, y su mantenimiento en el tiempo independientemente de las variaciones de humedad, la protección contra la helada, la mejora del drenaje de la calzada y la optimización del coste del conjunto capa de forma – firme.

Las exigencias del Proyecto para la capa de forma en el Aeropuerto Charles de Gaulle eran las siguientes:

- Espesor …… 0,35 m
- Compactación mínima … 98,5% PN
- Módulo de placa EV 2 … > 55 MPa
- Relación EV2/EV1 …… < 1,8
- Resistencia a compresión > 1,5 MPa (7 días)
  > 2,0 MPa (28 días)
- Tolerancia de nivelación 0 / -2 cm

5. - ESTUDIO EN LABORATORIO DE LA CAPA DE FORMA

Los dos ligantes utilizados en el Aeropuerto de Charles de Gaulle para la estabilización del suelo limoso son bastante usuales y conocidos en el entorno de París.

Cal viva, de Lhoist France, SA, cuyas características básicas son:

- Contenido de cal libre …… ≥ 80%
- Contenido en MgO ……. ≤ 8%
- Peso específico absoluto ……. 3,3 t/m^3
- Densidad aparente …… 0,7 a 1 t/m^3
- Superficie específica Blaine ……. 5.000 a 7.000 cm^2/g
- Cernido por el tamiz 2 mm ….. 100 %
- Cernido por el tamiz 200 micras .. ≥ 80 %
- Cernido por el tamiz 80 micras .. ≥ 50 %

Cemento - Ligante Especial para Carreteras, de Cementos de Origny, tipo ROC-AS. Se trata de un cemento similar a nuestro Tipo VI, compuesto por un 82% de escoria granulada, 6% de anhidrita y 12% de clinker, además de ciertos aditivos especiales para la molturación y mezcla.

Es un cemento de fraguado y endurecimiento muy lento, que permite un tiempo de manejabilidad de la grava tratada de 10 horas a 20º C, o en otras palabras, se dispone de 6 a 10 horas desde el momento de la mezcla con suelo y agua hasta el fin de la compactación y refino, sin necesidad de utilizar aditivos retardadores de fraguado.

- Peso específico absoluto…… 2,9 t/m^3
- Densidad aparente …… 1,0 t/m^3
- Resistencia a compresión a 28 días > 15 MPa
  (Valor medio real de 28 MPa)
- Cernido por el tamiz 128 micras…. 100%
- Cernido por el tamiz 80 micras ….. > 92%

ADP tenía ya una larga experiencia en el uso de los suelos de la llanura de Roissy, por lo que a la hora de definir el tipo de tratamiento necesario para la capa de forma, existía un buen conocimiento de las dosificaciones utilizadas en diversas obras anteriores.

Teniendo en cuenta las condiciones medias de humedad del suelo procedente de los préstamos ya citados previamente y situados dentro del Aeropuerto, se decidió efectuar siempre un tratamiento previo con el 2% de cal viva, que producía un descenso de la humedad natural del material extendido del orden de un cinco por ciento.

Una vez mezclado el suelo con el mencionado 2% de cal, se estudió la influencia de porcentajes variables de cemento. Dada la experiencia de otras obras, el estudio se efectuó con solo tres valores centrados en el 6% de cemento especial para carreteras.

La resistencia a compresión del suelo estabilizado se mide con probetas de 5 x 10 cm con la humedad óptima y compactadas al 97% del PN. Los resultados fueron:

a) 93% de limo, 2% de Cal y 5% de Cemento ROC AS
Rc a 7 días – 1,45 MPa

b) 92% de limo, 2% de Cal y 6% de cemento ROC AS
Rc a 7 días – 1,63 MPa

c) 91% de limo, 2% de Cal y 7% de cemento ROC AS
Rc a 7 días – 1,78 MPa

Se estudió también el uso de un cemento especial que evitaba el uso previo de la cal viva, pero se vio que no era económicamente interesante.

Con la exigencia de resistencia a compresión de 1,5 MPa a siete días, la dosificación óptima se fijó en 2% de Cal y 6% de Cemento. El ensayo Proctor Normal con esta dosificación era:

Humedad %	14,2	16,2	18,5	19,8	20,4
Densidad seca	1,63	1,66	1,68	1,68	1,67
IPI	33	31,8	16,4	10,3	7,9

por lo que los valores valores óptimos quedaron fijados en:

- Densidad Máxima PN…….. 1,68 t/m^3
- Humedad Óptima ……. 18,5 %
- IPI …… 16 %

6. - BANDAS DE ENSAYO DE LA CAPA DE FORMA

Para fijar las condiciones de puesta en obra y comprobar la bondad de la mezcla definida, se realizaron diversas bandas de ensayo para cada una de las procedencias del limo. Se describe a continuación una de ellas, que consideramos representativa del conjunto.

El terreno sobre el que se realizó la banda de ensayo consistía en un relleno de suelo limoso estabilizado con cal con un espesor entre 30 y 45 cm situado sobre terreno natural de limos. El módulo medio de placa EV2 del limo sin estabilizar era de 23 MPa, que aumentó hasta 43,2 MPa después de estabilizado.

El primer día se efectuó el aprovisionamiento de limo para conseguir un espesor final de 35 cm; el segundo día se efectuó el tratamiento con 2% de cal y el tercer día la estabilización con 6% de cemento.

La humedad inicial era del 22,3%, que cayo a 17,3% después del tratamiento con cal, e incluso descendió al día siguiente a 16,7% al ejecutarse dicha banda con buen clima (finales de septiembre).

El reparto de cemento se efectuó en dos pasadas, cada una de ellas con una dotación de 18,3 kg/m^2, ya que se prescribía en las especificaciones un máximo de reparto de 3% por pasada.

Se planteó mantener en la franja derecha con una humedad por debajo de la óptima, la franja central con humedad óptima y la franja izquierda con humedad cuatro puntos por encima de la óptima. La cuba de agua utilizada repartía por pasada aproximadamente 7 l/m2, o un aumento del 1,2% de humedad. Con tres pasadas en la franja central y seis en la izquierda, las humedades finales después de mezclado fueron:

- Franja derecha – 15,2%
- Franja central- 18%
- Franja izquierda – 21,6%

Se empleó un compactador Dynapac CA 302 D, de 14,9 toneladas de peso estático, 38 kg/cm de carga lineal en el tambor y 249 kN de fuerza centrífuga a una frecuencia máxima de 50 Hz. Para el sellado final, se usaba un compactador de neumáticos convencional del tipo utilizado para las capas asfálticas.

Las compactaciones obtenidas en la franja derecha (lado seco) fueron:

- 2 pasadas – 97,1% PN
- 4 pasadas – 98,2% PN
- 6 pasadas – 98,8% PN
- 8 pasadas – 98,2% PN

La compacidad crece hasta seis pasadas. El aumento de dos pasadas más produce una descompactación del material, aunque con el sellado final del compactador de neumáticos (10-12 pasadas) se volvía a obtener la compacidad de 98,8% obtenida con 6 pasadas del compactador vibrante. No obstante, a partir de 4 pasadas del compactador vibratorio aparecía una cierta fisuración superficial, que cerraba el compactador de neumáticos.

En la banda central, con la humedad óptima de compactación, se obtuvo una compacidad de 99,2 con 6 pasadas del CA 302 D y un sellado con el compactador de neumáticos.

En la banda izquierda, con humedad bastante superior a la óptima, solamente se llegó al 94,4% de compactación PN.

El procedimiento de compactación se definió con 6 pasadas del compactador vibratorio mas un sellado posterior con el compactador de neumáticos, manteniendo la humedad final entre la optima mas un punto y la óptima menos tres puntos.

Las medidas de placa de carga dieron los siguientes valores:

- Base de asiento tratada con cal – EV2 = 43,2 MPa.
- Capa de forma tratada con cal – EV2 = 44,9 MPa – EV2/EV1 = 1,7
- Capa de forma con cal y cemento (5 días) – EV2 = 100,9 MPa – EV2/EV1 = 1,1

La poca ganancia de módulo de placa de la capa de forma tratada solo con cal, respecto a la base de asiento, puede ser debida a la rapidez con que se ejecutó el ensayo, sin dar tiempo a un fraguado de la cal. Sin embargo, los resultados finales indicaban una ganancia del módulo de placa de 57,7 MPa, con tan solo cinco días de endurecimiento. El límite especificado de EV2 superior a 55 MPa se superaba ampliamente.

Aparte de la definición del procedimiento de aprovisionamiento de limos y de la calidad de las dosificaciones y mezclas con cal y con cemento, se efectuó un control de la nivelación de la capa para asegurar el cumplimiento de las tolerancias geométricas.

7. - DIFERENCIAS BASICAS CON LA PRÁCTICA ESPAÑOLA

De acuerdo con las especificaciones españolas, los limos quedarían definidos como suelo tolerable, en condiciones de humedad óptima del PN. No obstante, en las condiciones de humedad reales no podría ser utilizado en terraplenes al disminuir su capacidad portante por debajo de CBR=3, salvo con tratamiento especial.

Esta situación coincide con las medidas adoptadas en la obra de estabilizar el suelo, fundamentalmente para controlar su grado de humedad y conseguir un suelo manejable y con unas condiciones aceptables de puesta en obra.

En cuanto al uso como capa de forma o explanada estabilizada de categoría alta (mezcla con cemento para conseguir una resistencia a compresión superior a 1,5 MPa a 7 días) o de categoría menor (mezcla con cal o cemento para obtener a 7 días un CBR de 5 o 10), nuestras especificaciones exigen que se trate de suelo adecuado (material que pasa por el tamiz de 2 mm menor del 80% y menos del 35% que pase por el tamiz de 80 micras), cosa que no cumplen los limos de Roissy.

El tratamiento previo con cal consigue mejorar el limo en cuanto a capacidad portante, plasticidad y humedad, pero evidentemente las condiciones granulométricas del material no varían. Por lo tanto, en España, los limos de la llanura de Roissy seguirían siendo no aptos para ejecutar una explanada estabilizada.

8. - CONCLUSIONES

El planteamiento de esta obra consistía en el máximo aprovechamiento de los limos de plasticidad media y margas que forman la llanura de Roissy sin tener que recurrir ni al uso de materiales de préstamo lejanos ni a vertederos, buscando la economía y la reducción del impacto en el medio ambiente.

Tanto para los rellenos situados bajo superficies pavimentadas como para la capa de forma, se utilizaron exclusivamente los limos procedentes de las excavaciones y de préstamos situados dentro del propio aeropuerto. La ejecución de estos terraplenes con suelos de baja calidad y humedades altas ha sido posible mediante la estabilización con cal viva, mejorando su capacidad soporte y reduciendo el exceso de humedad.

La capa de forma se ha ejecutado con el mismo suelo limoso estabilizado con cemento, y mezclándolo previamente con cal viva para reducir la humedad y poder manejar adecuadamente el material.

Además del estudio de los materiales en laboratorio para decidir las dosificaciones a emplear, es indispensable la ejecución de tramos de ensayo con cada material que permitan comprobar las características mecánicas de la capa y definir el correcto procedimiento de ejecución.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS : ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA APLICACIÓN DE DIVERSAS TÉCNICAS Y CONGLOMERANTES A TRAVÉS DE LAS EXPERIENCIAS EN OBRAS

SUBGRADE STABILISATION: COMPARATIVE ANALYSIS OF VARIOUS TECHNIQUES AND ADDITIVES TROUGH EXPERIENCE IN ROADS CONSTRUCTION.

Jacinto Luis García Santiago
Director de Tecnología
SACYR S.A.
Padilla 17 2º
28006 Madrid (España)
jsantiago @sacyr.com

Pablo Valdés Fernández de Alarcón
Jefe de UAC
SACYR S.A.

RESUMEN

En varias obras españolas de autovía ejecutadas recientemente, como han sido los tramos de autovía Benavente-Camarzana, La Bañeza-Astorga, Almendralejo-Zafra y sector N.V a N.IV de la M-45, se ha procedido a la estabilización de los suelos que conforman la explanada.

En ellas se han ido aplicando diversas técnicas de estabilización, con variaciones en el procedimiento de una obra a otra, lo que ha permitido reunir una interesante experiencia sobre su aplicación. Así, por ejemplo:

- Se han utilizado tanto estabilizaciones por vía seca como por vía húmeda
- Se registra una variedad en la problemática que ha llevado a la elección de la técnica de estabilización, desde correcciones de problemas de plasticidad hasta mejora de la capacidad de soporte.
- Se ha aplicado en alguna obra la cal como conglomerante en vez del cemento.

En la comunicación se resumen las diversas técnicas aplicadas y se realiza un análisis comparativo de rendimientos, resultados obtenidos con cada una y campo de aplicación más adecuado.

ABSTRACT

In various Spanish motorway roadworks carried away recently, such as Benavente-Camarzana, La Bañeza-Astorga, Almendralejo-Zafra and sector N.V-N.IV of M-45 Motorway, the soils that conform the subgrade have been stabilised.

Several stabilisation techniques have been applied, with variations in the procedure between different roadworks. This has allowed to achieve a very interesting experience about their application, e.g.:

- It has been used not only the dry way stabilisation but also the wet way one.
- It has been recorded a variaty of problems which influence the election of the proper stabilisation technique, from corrections of plasticity problems to the improvement in the bearing capacity.
- In some of the roadworks lime has been used as a additive instead of cement.

In the paper it has been summed up the various applied techniques and a performance comparative analysis has been made of their output, the results obtained with every one of them and the more appropriate field of application

PALABRAS CLAVE

Primer, simposio, estabilización, cemento, cal, explanada

KEY WORDS

First, symposium, stabilisation, in situ, cement, limestone, subgrade.

1.-INTRODUCCION

En varias obras de construcción de autovías ejecutadas recientemente, para conformar la explanada del firme se ha adoptado la solución de estabilizar los suelos de la misma con cal o cemento.

Los suelos disponibles para la explanada han presentado una problemática a resolver distinta en cada caso, por lo que, consecuentemente, de una obra a otra han variado los equipos, procedimientos e incluso el ligante utilizado, con el objeto de optimizar la solución a adoptar en las distintas obras.

Las actuaciones analizadas en esta comunicación se correponden con las obras siguientes, ordenadas cronológicamente:

- Autovía del Noroeste.-Tramo: La Bañeza-Astorga (León)
- Autovía de las Rias Bajas-Tramo: Benavente –Camarzana (Zamora)
- Autovía de la Plata – Tramo: Almendralejo-Zafra (Badajoz)
- Autopista M-45 –Tramo N-V a N-V (Madrid)

En el texto que sigue se analizan los aspectos siguientes:

- Problemática previa a resolver y soluciones adoptadas
- Equipos utilizados y rendimientos
- Procedimientos utilizados y aspectos diferenciales de los mismos

2.- PROBLEMÁTICA PREVIA A RESOLVER Y SOLUCIONES ADOPTADAS

2.1.- La Bañeza - Astorga

La explanada prevista en el proyecto, tipo E-3, estaba formada por 50 cms de suelos seleccionados no plásticos con CBR mayor de 20.

No obstante, en las inmediaciones de la obra se constató la inexistencia de volúmenes suficientes de suelos seleccionados con CBR>20 para la ejecución de una explanada E-3.

Los suelos disponibles, de préstamos, eran o bien suelos seleccionados cuyo CBR no llegaba a 20 o bien presentaban una cierta plasticidad, siendo suelos adecuados cuyos índices de plasticidad se situaban entre 10 y 15 y sus CBR en tomo a 9 - 13..

En vista de lo cual se decide por ello conformar la explanada E-3 mediante la ejecución de una capa de 50 cm de suelo adecuado, de los cuales se estabilizan los 18 cm superiores. La estabilización a realizar sería del tipo S-EST 3, es decir, suelo adecuado estabilizado con cemento, con mas de 15 Mpa a los 7 días

La dosificación establecida fué del 3% % de cemento tipo II-35

2.2.- Benavente - Camarzana de Tera

La problemática y solución adoptada ha sido similar a la anterior. Sin embargo, en la autovía de Benavente el volumen disponible de préstamos de suelo seleccionado es menor que en la Bañeza-Astorga, habiendo más abundancia de préstamos de suelo adecuado. Los suelos adecuados a estabilizar tenían unos valores de CBR entre 7 y 15, con un índice de plasticidad generalmente superior a 10.

La dosificación establecida fué del 4.5 % de cemento tipo CEM II / B-M 32.5

En la autovía Benavente-Camarzana también se detecta que varios fondos de desmonte están constituidos por suelos inadecuados en base a criterios de plasticidad, por lo que , previamente a la extensión de la capa de explanada, se estabilizan dichos fondos con cemento, en un espesor de 15 cm, siendo una estabilización tipo S-EST 1 buscando un CBR a los 7 días superior a 7

2.3.- Almendralejo - Zafra

En esta obra también se presenta el problema de la inexistencia en la zona de suelos seleccionados, no plásticos, con CBR superiores a 20, necesarios para conformar la explanada E-3 prevista.

Existen suelos adecuados con índices CBR muy superiores a 20, generalmente entre 35 y 50, pero cuya plasticidad no permite clasificarlos como suelos seleccionados. Se pensó entonces, ya que su capacidad portante inicial ya superaba la exigida para una explanada E-3, en estabilizarlos con cal puesto que el efecto perseguido era únicamente la reducción de la plasticidad en la fracción fina de esos suelos, para lo cual es más efectiva la cal que el cemento. No obstante, la aportación de cal a estos suelos también consigue un incremento de su capacidad portante.

La dosificación establecida fué del 3% de cal clase II

También en esta obra aparecen una serie de fondos de desmontes cuyos suelos se clasifican como marginales, debido a su plasticidad, aunque, en algún caso, los índices CBR son inferiores a 3. Se estabilizan los mismos con cal, con el objetivo de reducir los índices de plasticidad a valores por debajo de 10 y aumentar los índices CBR por encima de 5.

Las secciones adoptadas son las siguientes:

- Terraplenes y desmontes cuyos suelos son tolerables: la explanada consta de 50 cm de suelos adecuados de los cuales se estabilizan con cal los 20 cm superiores.
- Desmontes cuyos suelos son marginales: se estabiliza con cal un espesor de 20 cm del fondo de desmonte y sobre esta estabilización se extienden 20 cm de suelo adecuado que se estabilizan con cal en todo su espesor.
- Desmontes excavados en roca: se regulariza la base de apoyo con suelo adecuado sobre el que se extiende 20 cm de suelo adecuado, estabilizado con cal en todo su espesor.

Debido también a la inexistencia citada de suelos seleccionados no plásticos para los rellenos localizados de trasdós de las estructuras de tronco y enlaces, se realiza la estabilización con cal del tercio superior de los terraplenes de dichos trasdoses de estructuras. Se pretende

conseguir una cuña de transición entre el terraplén y la estructura y una reducción de asientos en los trasdoses, problema bastante común, por otra parte.

2.4.-M-45

Dada su ubicación en un entorno semiurbano, el problema de la indisponibilidad de préstamos de suelos seleccionados en la cantidad necesaria para los 50 cms de espesor requeridos para la formación de la explanada prevista en el proyecto ha resultado determinante para buscar una solución alternativa que aprovechase los préstamos disponibles de arenas de miga ligeramente plásticas, clasificadas como suelos adecuados.

Estos suelos de estos prestamos se caracterizan por unos valores de CBR en un rango entre 20 y 40, mientras que, en general, presentan cierta plasticidad, con valores del índice de plasticidad que oscilan entre 7 y 14

La solución adoptada para la explanada consistió en colocar 50 cms de estos suelos adecuados, estabilizando los 35 cms superiores mediante adición de cemento para lograr un SET-3, con una resistencia a compresión a los 7 días superior a 1,5 Mpa

La dosificación establecida fue del 4.5 % de cemento tipo IV / B 32.5, obteniéndose unas resistencias medias de 2.1 Mpa a 7 dias

Por otra parte, para poder proseguir con ciertos trabajos en época lluviosa, dado el excesivo contenido de humedad de estas arenas, se procedió a una estabilización con cal viva por vía seca de todo el espesor de la explanada de una variante, que por un lado permitió rebajar el contenido de humedad de un 15% a valores en torno al 10% que permitía compactar adecuadamente la misma, a la vez que se introducía una mejora reduciendo su plasticidad

3.- CARACTERÍSTICAS DE LOS EQUIPOS

3.1.- La Bañeza - Astorga

Se comenzó utilizando un equipo CATERPILLAR SM 250, distribuyendo el cemento por vía seca; el equipo adicionaba el agua añadida en el mezclador pero no se mostró muy eficiente el sistema de control del agua añadida, por lo que, unido ello a la necesidad de más rendimiento se cambió el equipo, incorporando una estabilizadora WIRTGEN modelo 2500 WR .

El procedimiento adoptado fue el de incorporar el cemento por vía húmeda fabricando la lechada en un mezclador WM 400.

El equipo dispone además de dos rodillos metálicos y una motoniveladora .Los rendimientos obtenidos estaban en torno a los 9.000 m2/dia

3.2.- Benavente - Camarzana

A la vista de la experiencia anterior y como aparece la problemática de la estabilización de fondos de desmonte, se actúa con dos equipos, trabajando ambos por vía seca, una CATERPILLAR SM 250 en fondos de desmonte y para las explanadas una WIRTGEN-WR 2500.

La distribución del cemento se hace con un dosificador PANIEN . Para la compactación se cuenta con dos rodillos metálicos para los fondos de desmonte, mientras que en explanadas se actúa con un compactador de rodillos metálicos y un compactador de neumáticos.

El equipo de explanadas tiene también una motoniveladora CATERPILLAR 16G.

Los rendimientos medios fueron de unos 12.000 m^2/día el equipo en explanadas, con puntas de 15.000 M2 . En la estabilización de fondos de desmonte se alcanzaron rendimientos de unos 15.000 m^2/día. No se han computado en estos rendimientos las paralizaciones por problemas climatológicos o de averías.

3.3.- Almendralejo - Zafra

Para la estabilización del tronco de la autovía se contó con una WIRTGEN-WR 2500 que actúa por vía húmeda con el mezclador de lechada agua-cal WM 400..

En los ramales de enlace se estabiliza por vía seca con un equipo igual al anterior, aunque sin el tandem mezclador.

En ambos casos se dispone de dos rodillos metálicos y una motoniveladora

En cuanto a rendimientos se han obtenido 8.000 m^2/día con puntas de unos 12.000 m^2/día cuando se trata de vía húmeda.

En las estabilizaciones por vía seca se han obtenido rendimientos menores, pues se trabaja en ramales y hay más traslados de máquina: unos 6.500 m^2/día, con puntas de 12.000 m^2/día en ramales principales, de hasta unos 2.500 metros de longitud

3.4.-M-45

En la estabilización de explanada con cemento se optó por la estabilización por vía húmeda para eliminar posibles incidencias de contaminación del entorno con el método de vía seca y por la mayor garantía de homogeneidad en la distribución del ligante en la mezcla

El equipo utilizado fue una estabilizadora WIRTGEN-WR 2500 con un mezclador de lechada agua-cal WM 400.

Los rendimientos descontando incidencias han estado en el entorno de los 8000 m2/dia en la estabilización de explanada.

4.- COMPARACIÓN DE LOS EQUIPOS y PROCEDIMIENTOS.

4.1.-Empleo

La estabilización por vía seca tiene una claras limitaciones de afección medioambiental al entorno los días de fuerte viento, pues el cemento o cal se lo lleva el aire, en especial durante la operación de extendido del conglomerante. Tampoco se puede ejecutar con lluvia intensa.

La estabilización por vía húmeda no se vé afectada por los días o zonas con viento y, únicamente, hay que prestar atención a las operaciones de llenado del conglomerante para fabricar la lechada desde la cisterna nodriza ya que, si los filtros no están bién o no son operativos, el aire expulsado del tanque durante el llenado genera una cierta contaminación por cemento o cal en el área de repostaje, que se amplifica y extiende en caso de viento

Sin embargo, después de haber llovido, en función del contenido de humedad del suelo, puede no ser viable durante un cierto tiempo la estabilización con lechada si los valores de humedad total (la propia más la añadida, aún haciendo lechada al limite mínimo de agua) están por encima de la humedad óptima, siendo necesario esperar un tiempo a que la humedad del material esté sensiblemente por debajo de la óptima.

4.2.-Rendimientos

El rendimiento es sensiblemente menor con la vía húmeda que con la vía seca. En primer lugar, con la vía húmeda la velocidad de avance del equipo es menor y en segundo lugar, en general, al terminar calle, no son posibles los giros, para dar media vuelta, del tren compuesto por estabilizadora y mezclador que debe regresar en vacío al punto de inicio de la calle adyacente; en cambio, con la vía seca, cuando la estabilizadora acaba una calle, empieza la adyacente en el perfil donde acabó la anterior, evitando esos recorridos en vacío.

Estableciendo condiciones homogéneas podríamos establecer que el rendimiento obtenido por vía húmeda está en un entorno del 60% del obtenido por vía húmeda

4.3.-Almacenamiento de conglomerante

Con vía seca, en condiciones climatológicas favorables, la cuba de cemento o cal descargan en el dosificador que distribuye el conglomerante y, teóricamente, no haría falta almacenar nada. No obstante, conviene tener un depósito o cisterna nodriza tanto por si las condiciones de trabajo no permiten la descarga directa en los repartidores cuando lleguen las cisternas a obra o hay averías en el equipo de estabilización. A su vez permiten absorber algunos retrasos en el suministro sin tener que parar .

Sin embargo, la estabilización por vía húmeda necesita, imprescindiblemente, disponer de almacenamiento en obra de cal o cemento para abastecer al equipo y de mayor capacidad que por vía seca.

Otro factor a considerar es que, con la estabilización con cal, hay que tener más capacidad volumétrica de almacenamiento al ser su densidad muy inferior a la del cemento. También, por la misma razón, hay más paradas a repostar conglomerante por parte del tándem o del

dosificador cuando se estabiliza con cal que con cemento, para dosificación en peso semejantes.

4.4- Dosificación

Con los equipos estabilizadores antes citados se consigue un mezclado muy homogéneo y una buena precisión en la dotación del agua añadida.

Los equipos utilizados en vía húmeda mejoran la precisión en la dosificación del conglomerante respecto a la vía seca y resulta comparable a la de una dosificación en central si hay homogeneidad o un control fiable del dato de humedad y densidad del material.

Las variaciones en la humedad final dependerán en exclusiva de las variaciones en la humedad previa de la capa a estabilizar y el grado de control y conocimiento que tengamos de ellas.

4.5.-Procedimientos de ejecución y nivelación de capa

Los equipos estabilizadores utilizados no poseen ningún sistema práctico de nivelación y terminación de la capa lo que obliga a unas labores previas y otras posteriores de nivelación de la capa, lo que de alguna forma desluce el proceso, puesto que hay que duplicar el rasanteo de capa y hay que hacerlo teniendo detrás una limitación de tiempo para terminarlo, ya que se debe terminar la compactación, que vá después, dentro del tiempo limite establecido desde el mezclado.

Por una parte, antes de comenzar la estabilización, hay que tener la explanada terminada, con geometría requerida y con un muy ligero excedente de material, es decir con una cota ligeramente superior (media 1-2 cm), para que la motoniveladora trabaje cortando y retirando una pequeña capa de material estabilizado, en las operaciones posteriores; también debe tener una compactación próxima a la final. Ello es así ya que el proceso de escarificado y mezclado en principio no desplaza el material, por lo que la cantidad precisa de suelo que necesitamos para la explanada debe estar allí desde el principio. Si hay déficit no tendremos material estabilizado para aportar y si el excedente es elevado, además de tener que tirar material al que hemos ya añadido conglomerante, introducimos un factor de demora en las operaciones de nivelación, con lo que reducimos el tiempo disponible para la compactación.

Tras las obras anteriores, el procedimiento que ha dado mejores resultados y que resulta más práctico les el siguiente es el siguiente:

- En primer lugar, antes de iniciar la estabilización, debe haberse terminado totalmente la explanada, con la geometría final y con sus tolerancias, aunque con un ligero exceso en cota..
- La estabilización se va haciendo por franjas longitudinales adyacentes desde un borde de calzada hacia otro.
- El rodillo inicia una primera pasada doble en la calle estabilizada para fijar el material esponjado y facilitar el trabajo de la motoniveladora
- La motoniveladora inicia su trabajo en la primera calle compactada por el rodillo solapando la cuchilla unos 30 cms fuera de la calle, sobre la franja de borde de explanada que permanece intacta con la nivelación original y que actúa de referencia de nivelación

longitudinal y de peralte, salvo que se usen motoniveladoras con sistemas de nivelación basados en un cable de referencia, en cuyo caso esta primera calle se nivelaría con referencia a ese cable.

- Se repite el proceso en las calles adyacentes mientras el rodillo también completa la compactación en las calles ya perfiladas.

Este proceso, si se ejecuta adecuadamente da unos resultados satisfactorios, pudiendo evitarse la tendencia a generar un perfil transversal en dientes de sierra con un control adecuado de los peraltes y pendientes relativas entre las calles durante la ejecución. A su vez permite una razonable rapidez

5. RESUMEN COMPARATIVO DE CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, DOSIFICACIONES Y RESULTADOS FINALES DE LA MEZCLA

	La Bañeza-Astorga	**Benavente - Camarzana**	**Almendralejo – Zafra**	**M-45**
Datos previos del suelo				
LL	34	30	33	28 (27-34)
IP	13	12	9	8 (7-12)
CBR	9.4	9	45	31 (20-45)
Estabilización				
Aditivo Tipo	Cemento	Cemento	Cal	Cemento
Tipo	II-35	CEM II / B-M 32.5	II	IV /B 32.5
Dosificación (%)	3	4.5	3	4
CBR		-	96	93
RC 7d (Mpa)	1.75	1.96	-	1.86

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

COMPORTAMIENTO A LARGO PLAZO DE UN FIRME DE AUTOPISTA SOBRE SUELOS COHESIVOS CONSTRUIDO EMPLEANDO ESTABILIZACIONES CON CAL Y CEMENTO

LONGTERM EXPERIENCE WITH A MOTORWAY PAVEMENT MADE FROM COHESIVE MATERIAL BY MEANS OF LIME- AND CEMENT STABILIZATION

H. Goriupp
Amt der steiermärkischen Landesregierung
Landhausgasse 7
A-8010 Graz

H. Sommer
Forschungsinstitut der Vereinigung der
Österreichischen Zementindustrie
Reisnerstraße 53
A-1030 Wien
Sommer@voezfi.at

RESUMEN

En 1965 tuvo que construirse una autopista en una zona de la provincia de Estiria en donde no se disponía de materiales granulares de calidad y los suelos eran cohesivos y húmedos.

El material de la explanada se estabilizó in situ con cal viva en dos capas, cada una de ellas con un espesor de 20 cm, sobre las que se dispuso una base granular tratada con cemento (mezclada en planta y extendida con motoniveladora) y 18 cm de mezcla bituminosa.

La autopista, con una longitud de 50 km, lleva en servicio 30 años y su comportamiento ha sido excelente. No obstante, la experiencia ha demostrado que debería haberse dispuesto una capa de rodadura de mezcla bituminosa densa y que deberán adoptarse en el futuro medidas para el drenaje de la superficie de las explanadas estabilizadas con cal.

ABSTRACT

As from 1965 a motorway had to be built in an area of the province of Styria where high quality granular material was not locally available and the soil was cohesive and wet.

The subgrade material was stabilized in place with quicklime in two layers each 20 cm thick, covered with 30 cm of a cement-stabilized loamy gravel (plant-mixed and placed by grader) and topped with 18 cm of asphalt.

50 km built in that way have been under traffic for 30 years and long-term performance is excellent. However, experience has shown that a dense wearing course should be placed before opening to traffic and that in the future additional measures should be taken to drain the surface of a lime-stabilized subbase.

PALABRAS CLAVE

Estabilización con cal, estabilización con cemento, subbase de loam estabilizado con cal, drenaje de subbases

KEY WORDS

Lime-stabilization, cement-stabilization, lime-stabilized loam as a subbase, drainage of subbase.

1. SOIL CONDITIONS

The motorway A2 from Vienna to Graz, Klagenfurt and the Italian border crosses a hilly area in the province of Styria with difficult soil conditions:

- In the valleys, the soil is a clayey silt with a high moisture content, meaning a high weather susceptibility during construction, low load bearing capacity and settlements under the weight of the embankments.
- In the hills, the soil is a loam, meaning that transport of the material excavated in the cuttings to the embankments would also be highly weather susceptible.
- Granular material suitable for unbound bases is not available locally, but a gravel containing 10 to 20 % of silt and clay can be found in places.

2. LABORATORY TESTS AND SITE TRIALS

Tests were made in the laboratory in the early sixties [1]: The wet silt if mixed with 3 to 4 % of quicklime attained optimum moisture content and the capillary water adsorption immediately after compaction was much lower than that of the untreated soil. The loamy soil stabilized with 3 to 4 % of lime if given enough time for hardening (4 weeks) attained considerable strengths and stability in water.

Site trials confirmed that available equipment (Respecta stabilizers) was able to pulverize the soil. Specimens made from site-mixed materials were in agreement with the results obtained on specimens made from laboratory-mixed material.

The loamy gravel mixed with 6 % cement gave a 7-days compressive strength of 2,5 N/mm². A cement content of 7 % was recommended for the site.

3. CONSTRUCTION

3.1 Location, time of construction and traffic

The section Hartberg-Gleisdorf is situated north-east of Graz, about 50 km in length, was built as from 1966 and opened to traffic in 1971. Average daily traffic at that time was about 15.000 vehicles and therefore only one carriageway was built and used for both directions (2 lanes each).

3.2 Lime stabilization

To create a platform for the embankments the wet silt was stabilized with 4 % quicklime 30 cm deep. Two to three layers of loam each 20 cm thick were then placed and stabilized with 3 % quicklime or 4 % hydrated lime (depending on moisture content and weather). That lime-stabilized slab totalling 0,7 – 0,9 m was meant to distribute the load and to minimize differential settlements.

When rainy weather threatened during the construction of the embankments, the top layer was also stabilized with lime in order to enable construction to be continued as soon as it had stopped raining.

The top layer of the embankment (and the subgrade in the cuttings) was stabilized with 3 % of lime. On top of that improved subgrade – instead of a granular subbase - another layer of loam 20 cm thick was placed and stabilized with 4 % of lime.

A total of 2,5 Mio m^3 of cohesive soil was stabilized with lime.

3.3 Cement stabilization

A locally available loamy gravel was mixed in plant with 7 % cement and placed on top of the lime-stabilized layer by grader, compacted and cured by spraying a bituminous emulsion.

3.4 Pavement

A bituminous base course 14 cm thick was placed and the road opened to traffic. A wearing course 4 cm thick was placed a few years later.

The pavement structure thus consisted of:

4 cm bituminous wearing course
14 cm bituminous base course
30 cm cement-stabilized granular material
20 cm loam stabilized with 4 % lime
20 cm loam stabilized with 3 % lime

4. EXPERIENCE

Temperatures were measured in different depths below the road surface and geodetic readings were taken of the road surface for several years: The frast penetrated into the lime-stabilized subbase only 10 to 15 cm deep and no frost-heave occured.

About 15 years after opening to traffic severe rutting occurd in some places at low points of the gradient (but only there): The cement-stabilized base hat disintegrated into lumps while the lime-stabilized layer had remained intact.

The damage to the cement-stabilized base was attributed to brine that had penetrated through reflection cracks and the bituminous base course (relatively high void content of about 5 % and trafficked without a wearing course for some years).

In these sections the cement-stabilized material was replaced by a new one (same mix-design) and the new bituminous base course was covered immediately with the wearing course (Split-mastix).

The pavement has now been under traffic for 30 years (the repaired sections 15 years) and is still in good condition.

5. CONCLUSIONS

Cohesive soils were stabilized extensively with lime on a 50 km section of a motorway in Austria 30 to 35 years ago to improve the subgrade, to reduce weather susceptibility during construction and to replace granular materials which were not available locally.

Lime-stabilized loam was used as a subbase with 30 cm cement-stabilized base and 18 cm asphalt on top and has proven durable.

However, it must be borne in mind, that lime-stabilized cohesive soils are less pervious than cement-stabilized materials and bituminous base courses and that it is difficult to completely avoid reflection cracks which will allow water and de-icing chemicals to penetrate into to pavement.

To avoid premature damage to the base, a dense wearing course must be placed before opening to traffic and additional measures should be taken to drain the surface of the lime-stabilized layer, e. g. by providing a sufficient crossfall of 5 % and 15 cm of granular material as a draining course.

REFERENCES

1. Homann, O.: Kalkstabilisierung beim Autobahnbau in der Steiermark. Österreichische Ingenieurzeitschrift, Heft 3, Jahrgang 14 (1971).
2. Homann, O.: Ersatz von Frotschutzkies durch kalkstabilisierte Lehmschichten. Straßen- und Tiefbau, Heft 1 (1976).

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

AUTOVÍA DEL NOROESTE. TRAMO: MANZANAL DEL PUERTO – SAN ROMÁN DE BEMBIBRE. ESTABILIZACIÓN DE LA EXPLANADA CON CEMENTO

STABILIZATION OF SUBGRADE WITH CEMENT IN THE MANZANAL DEL PUERTO – SAN ROMÁN DE BEMBIBRE SECTION OF THE NORTHWEST EXPRESSWAY (SPAIN)

J. M. Navarro Vaquerizo
Director del Departamento de Métodos
FCC Construcción S.A.
Acanto 22
28045 Madrid (España)
jnavarro@fcc.es

RESUMEN

El proyecto del firme de la autovía había previsto una explanada tipo E3, como cimiento del mismo. Para poder formar este tipo de explanada, a los suelos se les exige un índice CBR $\geq$ 20.

La investigación de materiales efectuada durante la construcción descubrió que no había materiales con la calidad necesaria en localizaciones lo suficientemente cercanas para hacer rentable su empleo. Por ello se optó por conseguir la categoría exigida mediante la solución de tratar el terreno con cemento

Los cálculos fijaron el espesor de tratamiento en 18 cm

La explanada E3 se consiguió extendiendo 50 cm de suelo seleccionado, en dos capas de 25 cm, y realizando con posterioridad el tratamiento de los últimos 18 cm

El equipo empleado fue una estabilizadora, a la que se acopló un equipo dosificador móvil de lechada

La primera compactación estaba encomendada a un rodillo vibratorio mixto de 11 toneladas de peso.

Luego se pasaba una motoniveladora para el perfilado de la superficie, y se completaba la compactación con un rodillo vibratorio mixto de 15 toneladas de peso estático.

Se disponía además de una cuba de agua para humectar la superficie y curar correctamente la misma.

ABSTRACT

The expressway's pavement was designed assuming an E3 subgrade (CBR > 20).

The materials investigation, made during the construction, showed that there were no ones with enough quality to get the E3 type, sufficiently nearby to make profitable their use. Therefore, it was preferred to get the required category by making a treatment with cement.

A thickness depth of 18 cm was adopted following the relevant calculations.

The E3 subgrade was achieved by laying out 50 cm of selected soil in two layers of 25 cm each, and then treating the upper 18 cm.

An stabilizer was used with this aim, linked up with a mobile slurry mixer.

The first compaction was entrusted to a mixed vibratory roller of 11 t of weight.

Afterwards a motor grader passed over the surface to trim it. Compaction was completed with a combined vibratory roller of 15 t of static weight.

A water tank was used to moisten and cure properly the surface.

PALABRAS CLAVE

Autovía, explanada, estabilización, cemento, lechada

KEY WORDS

Expressway, subgrade, stabilisation, cement, slurry

COMUNICACIÓN

1.- ANTECEDENTES

El proyecto de construcción de la autovía del Noreste, en el tramo comprendido entre Manzanal del Puerto y San Román de Bembibre, ha previsto que el paquete del firme se disponga sobre una explanada tipo E3, definida en la ***Instrucción 6.1 y 6.2 IC*** española por la formación de una capa de un espesor de 50 cm de Suelos Seleccionados con un índice CBR (Californian bearing ratio) por encima de 20, situada sobre la coronación de los terraplenes o fondo de desmontes.

Para esta capa, el proyecto recomendaba el empleo de materiales de préstamos y del aluvial del río Boeza, bien centrado en el tramo de autovía. De estas fuentes se pensaba obtener los 350.000 metros cúbicos necesarios para poder conformar la explanada de la obra.

Sin embargo, la exhaustiva investigación que se llevó a cabo al principio de la obra, puso de manifiesto que, a lo largo de toda la traza del proyecto, no fue posible encontrar materiales que pudieran ser calificados como Suelos Seleccionados, en el sentido marcado en la Instrucción citada, por lo que se fue necesario recurrir a otra solución con la que se consiguiera las prestaciones exigidas a una explanada tipo E3.

La ***Instrucción 6.1 y 6.2 IC*** establece, como solución alternativa, cuando no existen suelos seleccionados, propone la estabilización de los últimos 15 cm de la explanada mejorada, formando lo que denomina S-EST tipo 3, al que se le exige una resistencia a compresión simple, a siete días, de 1,5 MPa. Los estudios tenso deformacionales del firme, aconsejaron, no obstante, la estabilización de los últimos 18 cm, en vez de los 15 que proponía la instrucción citada.

En esta comunicación se van a exponer los ensayos previos para alcanzar la fórmula de tratamiento, así como los pormenores de la puesta en obra del tratamiento elegido.

2.- INVESTIGACIÓN DE MATERIALES

Del estudio de todos los materiales de la traza y de los préstamos disponibles en la zona se seleccionaron, para efectuar los ensayos previos, los suelos de dos procedencias:

- Suelos del préstamo de Las Gándaras
- Suelos procedentes de la Variante del PK 14

Préstamo de Las Gándaras

Los suelos procedentes de este préstamo dan las siguientes características:

- % pase por el tamiz 0,080 UNE 16,2
- Límite líquido 28,4
- Indice de plasticidad 10,1

Variante PK 14

Los suelos de esta zona poseían las siguientes características:

- % pase por el tamiz 0,080 UNE 11,3
- Límite líquido 27,3
- Índice de plasticidad 10,6

Los materiales, a la vista de los resultados, se clasifican como adecuados, resultando que disponen de una ligera proporción de materiales gruesos por encima de los 80 mm, por lo que se habrá de disponer algún dispositivo, durante el proceso de estabilización, para sacar estos tamaños gruesos, garantizando de esta forma la caracterización como suelos adecuados, según el PG3.

3.- ENSAYOS PREVIOS

Con los materiales de las dos procedencias citadas se hicieron ensayos de compactación del Proctor Modificado, añadiendo cemento en las proporciones de 2.5, 3 y 3.5%. Con estas proporciones se hicieron series de probetas empleando las humedades óptimas y humedades por encima y por debajo de las mismas en un 2%, sacándose las siguientes conclusiones:

Materiales del préstamo de Las Gándaras

- Con el 2,5 y el 3%, la resistencia máxima no alcanzó el mínimo exigido
- Con el 3,5 % de cemento la resistencia máxima conseguida, con la humedad óptima (11 %), resultó ser de 1,7 MPa
- Con el 3,5 % se alcanzaron los 2,0 MPa, con una humedad del 10 %, un punto por debajo de la óptima.

Materiales de la Variante del PK 14

- Con el 2,5 % de cemento, la resistencia máxima obtenida es de 2,5 MPa, con una humedad de 7,5 %.
- Con un 3 % de cemento, la resistencia máxima obtenida es de 2,8 MPa, con una humedad de 7,3 %.
- Finalmente, con el 3,5 % de cemento, la resistencia máxima que se obtiene, con una humedad del 7,7 %, es de 3,2 MPa

Si se estima un descenso del 20 %, en los resultados del ensayo de compresión simple, para tener en cuenta la diferencia de hacer la mezcla “in situ”, en vez de en el laboratorio y, además, prever que pueden darse suelos de peor calidad, la resistencia máxima esperada, en la realidad, con un 3,5 % de cemento, sería de 2,5 MPa. El rango de humedades debería situarse entre un 7 % (humedad natural) y el 9,5 %, para garantizar unos resultados de resistencia por encima de los 1,5 MPa exigidos al material tratado

De los resultados obtenidos se constata que los suelos de la variante del PK 14, son de mejor calidad que los obtenidos con el otro préstamo.

En cuanto a las humedades a emplear en la práctica, parece recomendable ir a una humedad por debajo de la óptima en un punto. De esta forma, aunque no consigamos la máxima densidad, se van a alcanzar valores superiores de resistencias mecánicas a los obtenidos trabajando con el máximo de la densidad.

Los ensayos han demostrado que se obtienen mejores resultados mecánicos para humedades por debajo de la humedad óptima. Estos resultados son más espectaculares cuando la proporción de cemento es menor, es decir, para las cuantías de 2,5 %, disminuyendo las diferencias con respecto a la humedad óptima, conforme se sube esta proporción. Para un 4%, las diferencias han sido mínimas.

En el gráfico 1 se pueden observar estos puntos, ya que se ha puesto como abscisa la diferencia entre las humedades de la prueba y la óptima, y en la ordenada el cociente entre la resistencia con una cierta humedad y con la óptima del PM.

Una explicación a este hecho se puede justificar si asimilamos, guardando las distancias, el suelo tratado a un hormigón muy pobre de resistencia. Como es sabido, la resistencia del hormigón depende de la relación agua/cemento, manifestándose más dispar esta relación cuando la cantidad de cemento es baja, para pequeñas diferencias en la humedad.

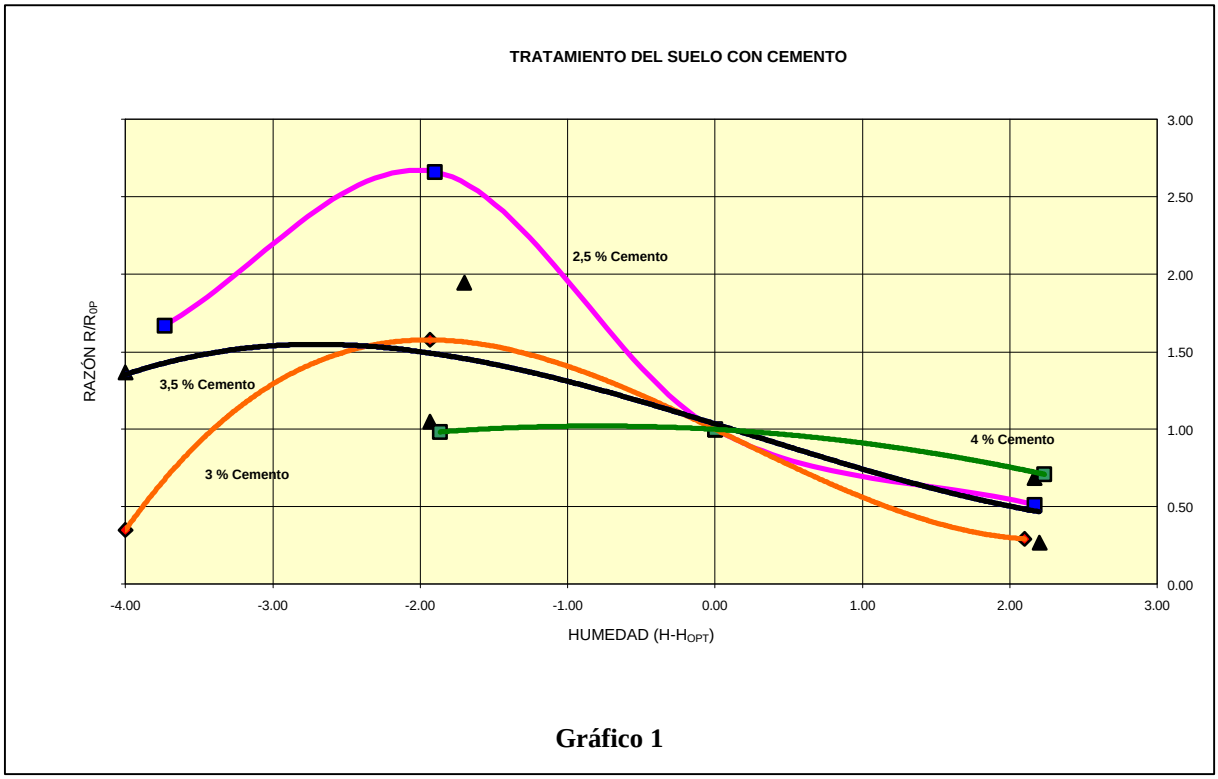


Gráfico 1

4.- TRAMO DE ENSAYO

En el mes de julio de 1997, se realizó una banda de ensayo para fijar las condiciones de puesta en obra del tratamiento del suelo con cemento y comprobar que se alcanzaban las densidades y resistencias que se habían ensayado en el laboratorio.

En el tramo de ensayo se probó la secuencia de los trabajos del proceso y la intensidad de la compactación, llegándose a las siguientes fases de ejecución:

- Escarificado de la capa con motoniveladora
- Despedregado o separación de los tamaños superiores a 8 cm
- Humectación para conseguir la humedad de tratamiento (1% por debajo de la óptima)
- Aportación de cemento
- Mezcla con estabilizadora (se empleó la máquina Rahco RA-CO 250), que disgrega y mezcla hasta una profundidad de 18 cm.
- Sellado de la capa con un rodillo liso de 12,5 toneladas, dando una pasada doble
- Refinado con motoniveladora
- Compactación con al menos tres pasadas dobles de rodillo liso de 12,5 toneladas de peso.
- Curado con agua durante 72 horas

El cemento empleado fue el CEM II A – M 42,5, llegándose a una dosificación del 3,85%, ligeramente superior a la estudiada en laboratorio.

Tras la operación de sellado se tomaron humedades y después de la última operación se hicieron ensayos de densidades.

Con este proceso se comprobó que se cumplían los requerimientos de densidad y resistencia exigidos en los pliegos y se aprobó la fórmula de tratamiento.

5.- DESARROLLO DE LOS TRABAJOS.

En los primeros momentos, la estabilización se realizó por vía seca, utilizando el mismo sistema que se empleó en el tramo de ensayo, es decir, extendido de cemento en superficie y tratamiento con la recicladora RA-CO 250.

Luego se empleó la vía húmeda utilizando la dosificadora de lechada WM-400, tras la que avanzaba la recicladora Wirtgen WR-2500. El dosificador WM-400, lo hace ponderalmente, mediante un microprocesador que registra y controla continuamente el paso de cemento. La aportación se regula automáticamente, tanto del cemento como del agua, que se añaden al mezclador, donde se elabora la suspensión de agua y cemento.

Una bomba regula automáticamente el caudal de lechada en función de la velocidad de avance y alimenta el sistema de riego integrado en el reciclador WR-2500, que va acoplado a la máquina dosificadora.

De esta forma, se puede suprimir el repartidor superficial de cemento y el camión cisterna de agua, que son sistemas poco precisos de dosificación, consiguiendo, además, que el viento excesivo no impida la ejecución de los trabajos de estabilización y mezcla.

La ejecución de la explanada se hace en dos fases. En la primera fase se extienden 25 cm de suelo adecuado compactando hasta el 100% del PM, y a continuación se extiende la segunda capa de 25 cm, completando con las siguientes operaciones:

- Despedregado de esta segunda capa (terrones superiores a 80 mm)
- Humectación y precompactación de esta segunda capa
- Refino con motoniveladora
- Paso del tándem dosificador humidificador y reciclador, reciclando el material de los últimos 18 cm de la capa
- Primer compactado (1 pasada doble de rodillo)
- Refino con motoniveladora
- Compactado (3 pasadas dobles)
- Curado superficial (72 horas con agua)

El primer compactado se hacía con rodillo vibratorio mixto de 11 toneladas de peso, dando una pasada doble, mientras que el compactado definitivo se ejecutaba con rodillo vibratorio mixto de 15 toneladas de peso, dando tres pasadas dobles.

El refino se hacía con motoniveladora CAT 14G, y para la humectación del curado superficial se empleaba una cisterna de agua remolcada.

Para el despedregado de la capa se ha empleado una máquina diseñada para este trabajo, que recoge los materiales de la capa superior extendida, pasándolos por una criba de abertura 100 mm. El material pasante vuelve a ser colocado y el rechazo es recogido en una tolva trasera.

La estabilización se hacía en calles de 2,50 metros de anchura, solapando 50 cm entre calles.

6.- Control de la ejecución

Las obras de tratamiento de la explanada se realizaron entre los meses de mayo del 1998 y junio de 1999

A lo largo de estos meses se hizo el tratamiento de los 130.000 m^3 de explanada mejorada que cubicaba el proyecto.

Los controles efectuados a la capa de 18 cm fueron de medida de densidades y humedades en el lugar de tratamiento, mediante el empleo del aparato nuclear, y de elaboración de probetas, utilizando extracciones de material en la zona de trabajos. Estas probetas se fabricaban en obra, y luego eran transportadas al laboratorio para su curado y rotura a 7 días.

El número de controles realizados alcanza la cifra de 154, lo que representa un control prácticamente diario.

Como datos más significativos de este control se pueden extraer los siguientes:

- Los valores máximos y mínimos alcanzados son:
  - Valor máximo 7 MPa
  - Valor mínimo 1,32 MPa
- La media se situó en 2,3 MPa
- Por debajo de 1,5 MPa sólo se detectaron 15 valores, de los que 11 se sitúan por encima de 14 MPa, estando comprendidos los cuatro restantes entre 13,2 y 14 MPa.

7.- CONCLUSIONES

La realización de esta obra pone de manifiesto, que hoy en día, con los medios tan mecanizados que existen, es una solución factible y altamente fiable el tratamiento de los suelos “in situ”, dando resultados muy satisfactorios en el aspecto de las resistencias mecánicas. Se consigue, de esta forma, explanadas de gran calidad

También se ha puesto de manifiesto que es una medida buena formular los tratamientos en la rama seca de la curva de compactación, reduciendo razonablemente la humedad por debajo de la óptima, marcándose como idónea la reducción en un punto de dicha humedad, a la hora de poner a punto el proceso de tratamiento.

FOTOGRAFÍAS



Foto 1.- Despedregadora. Aspecto 1ª pasada



Foto 2: El equipo de dosificación WM 1000 y la recicladora WR 2500 efectuando el reciclado

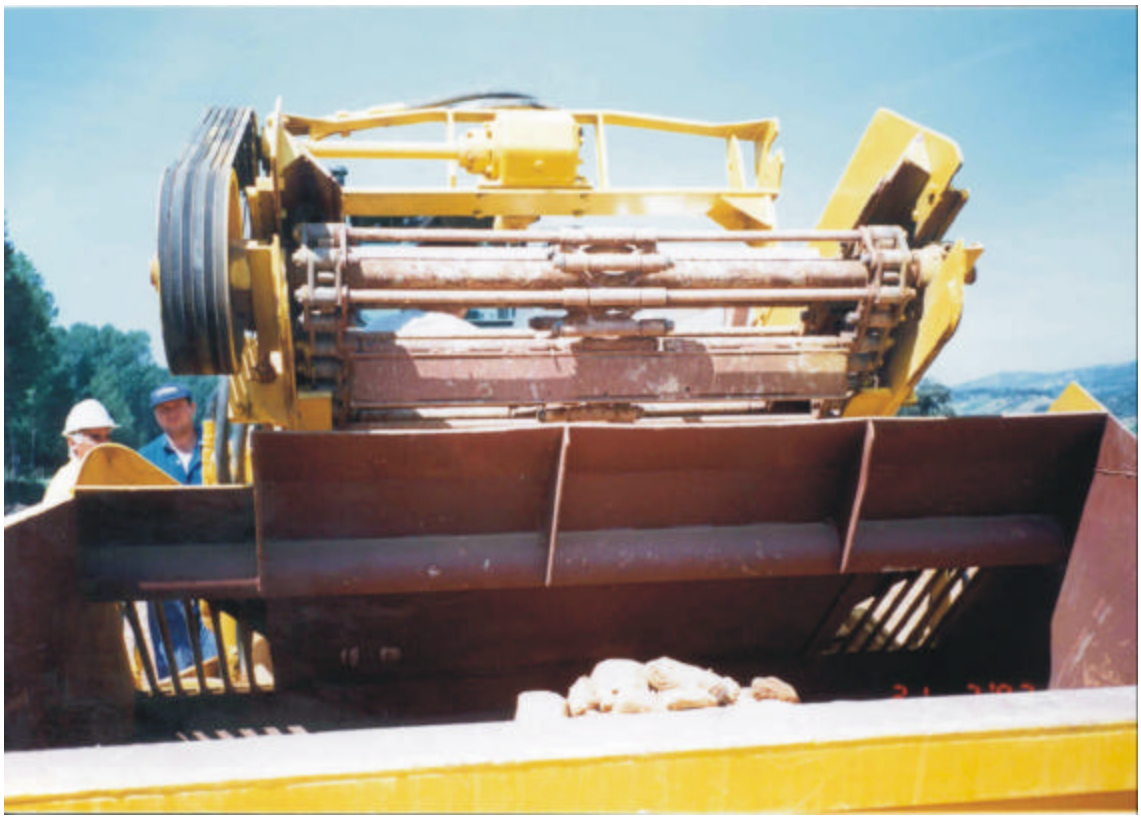


Foto 3.- Despedregadora. Detalle tolva de recogida de piedras



Foto 4.- Despedregadora. Detalle de cinta de cribado

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADES STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 20001
SALAMANCA (SPAIN)

FACTORES QUE DETERMINAN EL RENDIMIENTO DE LA ESTABILIZACION CON CEMENTO POR VIA HUMEDA

FACTORS DETERMINING THE PERFORMANCE OF STABILISATION WITH CEMENT USING THE MOIST PROCESS

Raúl Orejas de las Heras
Gerente
ASFALTECNICA TECNOLOGÍA DE FIRMES, S.A.
Paseo de la Castellana, 114. 3º-8
28046 Madrid (España)

RESUMEN

El objetivo principal de la ponencia es aclarar los conceptos que definen el rendimiento de la operación de estabilizado con cemento por vía húmeda pues, en los contactos mantenidos con nuestros clientes, hemos tenido dificultades para transmitir la importancia que tienen una serie de parámetros para evaluar el coste de ejecución y las consecuencias que sobre dicho coste origina la modificación en obra de estos parámetros. Los parámetros son: densidad, humedad a añadir, contenido de cemento y espesor (generalmente se da el precio por m^2).

Se hace también una breve descripción de la maquinaria, se analiza el procedimiento de ejecución desde el punto de vista de los factores que afectan al rendimiento y, por último, se hace una breve reseña de las obras de reciclado y estabilización con cemento que ASFALTECNICA ha realizado últimamente.

ABSTRACT

The main objective of the paper is to clarify the concepts defining the performance of the stabilization operation with cement using the moist process, as in contacts with our clients we have had difficulties in transmitting the importance of several parameters used to evaluate the execution cost and the consequences of on-site modification of those parameters on the execution cost. The parameters are: density, moisture to be added, cement content and thickness (price is given usually per m^2).

There is also a brief description of machinery, an analysis of the execution procedure from a viewpoint of the factors affecting performance and, lastly, a brief reference to the recycling and cement stabilization works that ASFALTECNICA has recently performed.

PALABRAS CLAVE

Rendimiento, estabilización, cemento.

KEY WORDS

Performance, stabilisation, cement.

1. DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS.

1.1. Recicladora-estabilizadora wirtgen WR-2500.

Máquina para técnicas combinadas de estabilización y reciclado en frío, con un rotor accionado por un sistema mecánico especialmente diseñado para trabajos efectivos en ambos sentidos de avance de la máquina, en el que se insertan picas y portapicas de widia de fácil sustitución.

Al mismo tiempo que el rotor procesa el material en la cámara de mezcla, una barra difusora compuesta de 16 difusores añade la lechada o la emulsión en las cantidades requeridas, operación que es controlada por ordenador. Además los difusores pueden cerrarse a voluntad para evitar la sobrealimentación en las zonas de solape.

Las ruedas disponen de columnas de apoyo independientes con cilindros hidráulicos incorporados para regular la altura y controlar la posición de trabajo o transporte de la máquina.

Su potencia de es de 610 CV, la anchura de trabajo es de 2.438 mm. y el rango de profundidades es de 0-500 mm.

Puede superar pendientes de hasta un 57%, siendo la velocidad máxima de trabajo de 15 m/min y la de desplazamiento de 200 m/min.

1.2. Dosificador de lechada wirtgen WM-1000.

Mezclador-dosificador de lechada para la aportación de cemento sin emisión de polvo durante los trabajos de reciclado en frío y estabilización de suelos.

Dispone de un depósito de agua de 11.000 l., de un silo para cemento de 25 m^3 y de los elementos mecánicos e hidráulicos necesarios para la incorporación del peso de cemento requerido y del volumen de agua preciso al mezclador donde se elabora la lechada.

Tanto el proceso de dosificación de los materiales para la fabricación de la lechada como la adición de la misma al material a estabilizar se controlan por ordenador.

2.- CALCULO DEL RENDIMIENTO.

Los factores fundamentales que determinan el rendimiento de la operación son:

- La capacidad de dosificación de lechada del WM-1000 que como máximo es de 1.000 l/min.
- La velocidad máxima de desplazamiento del equipo que es de 15 m/min.

Por ello, conocidos los Kgs. de lechada que debemos añadir por m2 (función de la densidad del material, de la diferencia entre la humedad natural y la humedad óptima, del % de cemento y del espesor), la cuestión es desplazarnos a la velocidad necesaria para que aportando 1000 l/min de lechada se añadan los kg/m2 requeridos, estando limitada la velocidad de traslación del equipo a 15m/min.

El WM-1000 ajusta automáticamente el caudal de lechada a la velocidad de desplazamiento instantánea del equipo.

A continuación se expone un breve ejemplo que permite hacerse una idea de la importancia de cada factor en la determinación del rendimiento. Para ello se ha considerado que el tiempo de carga del WM-1000 con cemento es de unos 30 minutos y se ha aplicado un coeficiente

reductor de 0,8 para tener en cuenta el tiempo necesario para el cambio de picas e imprevistos de obra.

Supongamos una estabilización de las siguientes características:

- densidad: 1.800 Kg/m^3
- % cemento: 3%
- % humedad: 5%
- espesor: 20 cm.
- Nº de cubas de cemento al día: N

Entonces:

0,8x1000 Kg lechada/min x 3 / (3+5) = 300 Kg cemento/min

300 Kg cemento/min / (1.800 x 0,2 x 0,03 Kg cemento/m^2) = 27,78 m^2/min = 11,11 m/min<15 m/min.

25.000 Kg cemento/cuba / 300 Kg cemento/min = 83,33 min/cuba = 1,39 h/cuba
8 h/día = 0,5xN + 1,39xN

N = 4 cubas de cemento/día, que en nuestro ejemplo equivalen a 100.000 / (1.800 x 0,2 x 0,03) = 9.259 m^2/día equivalentes a 1.852 m^3/díaxequipo.

En resumen, supuesto fijo el % de agua a añadir y la densidad, para un mismo % de ligante, a mayor espesor menor rendimiento por m^2, y para un mismo espesor, a mayor contenido de ligante menor rendimiento por m^2. Esto se refleja en el **gráfico Nº1**.

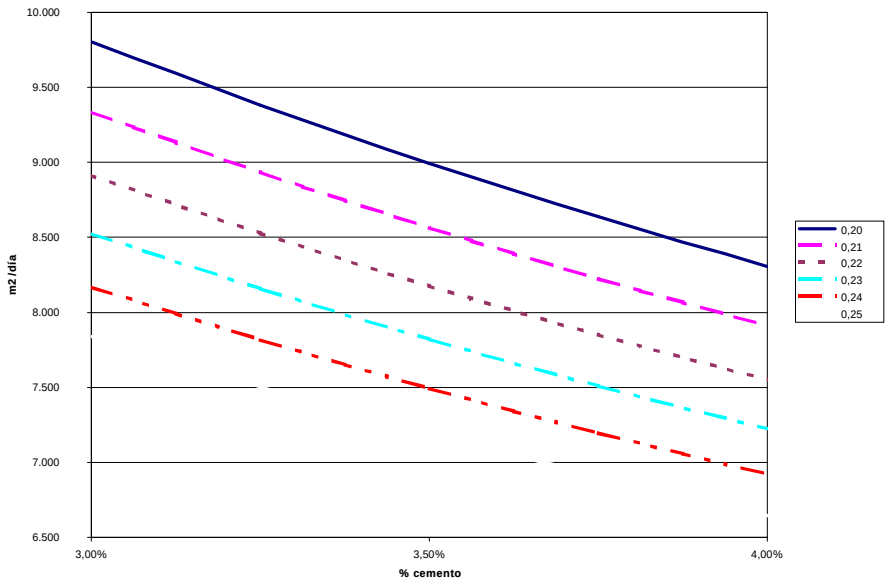


Gráfico Nº 1

Para analizar la incidencia de la densidad en el rendimiento se han elaborado unos cuadros con incrementos de densidad de 100 Kg/m3. En dichos cuadros, para simplificar, no se ha tenido en cuenta que en realidad no es posible el suministro de cubas incompletas ya que lo que se pretende es reflejar la variación del rendimiento con los diferentes factores.

		RENDIMIENTO EN m2/día					
% agua:	5%	espesor (m)					
Densidad:	1.800 Kg/m3	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25
% cemento	3,00%	9.804	9.337	8.913	8.525	8.170	7.843
	3,25%	9.381	8.935	8.529	8.158	7.818	7.505
	3,50%	8.994	8.566	8.176	7.821	7.495	7.195
	3,75%	8.637	8.226	7.852	7.510	7.197	6.910
	4,00%	8.307	7.912	7.552	7.224	6.923	6.646

		RENDIMIENTO EN m2/día					
% agua:	5%	espesor (m)					
Densidad:	1.900 Kg/m3	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25
% cemento	3,00%	9.288	8.846	8.444	8.076	7.740	7.430
	3,25%	8.888	8.464	8.080	7.728	7.406	7.110
	3,50%	8.520	8.115	7.746	7.409	7.100	6.816
	3,75%	8.182	7.793	7.439	7.115	6.819	6.546
	4,00%	7.870	7.495	7.155	6.844	6.558	6.296

		RENDIMIENTO EN m2/día					
% agua:	5%	espesor (m)					
Densidad:	2.000 Kg/m3	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25
% cemento	3,00%	8.824	8.403	8.021	7.673	7.353	7.059
	3,25%	8.443	8.041	7.676	7.342	7.036	6.755
	3,50%	8.094	7.709	7.359	7.039	6.745	6.476
	3,75%	7.773	7.403	7.067	6.759	6.478	6.219
	4,00%	7.477	7.121	6.797	6.501	6.231	5.981

		RENDIMIENTO EN m2/día					
% agua:	5%	espesor (m)					
Densidad:	2.100 Kg/m3	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25
% cemento	3,00%	8.403	8.003	7.639	7.307	7.003	6.723
	3,25%	8.041	7.658	7.310	6.992	6.701	6.433
	3,50%	7.709	7.342	7.008	6.703	6.424	6.167
	3,75%	7.403	7.051	6.730	6.437	6.169	5.922
	4,00%	7.121	6.782	6.473	6.192	5.934	5.696

A continuación se analiza como varía el precio si se alteran los supuestos establecidos para su cálculo y estos se traducen en una disminución del rendimiento.

Sean:

- Pvi: el precio de venta, para un rendimiento en m2/día Ri.
- Pvf: el precio de venta, para un rendimiento en m2/día Rf.
- C: el coste diario del equipo de estabilizado.

Entonces:

$$\left.\begin{array}{l} Pvi = C/Ri \\ Pvf = C/Rf \end{array}\right\} \Longrightarrow C = Pvi/Ri \Longrightarrow Pvf/Pvi = Ri/Rf$$

Lógicamente si Rf<Ri, entonces Pvf>Pvi. En el **gráfico Nº2** se refleja como se ve afectado el precio con el rendimiento.

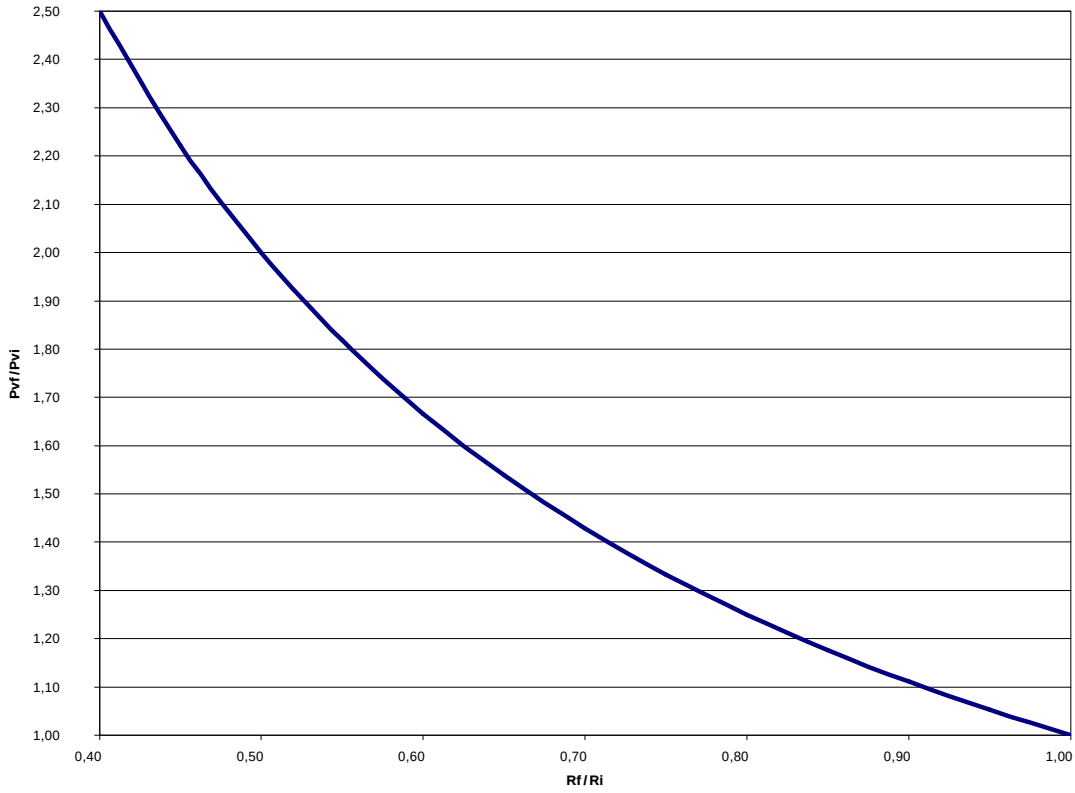


Gráfico nº 2

Utilicemos los cuadros aportados para analizar un caso extremo, pero no infrecuente, de modificación de las condiciones de trabajo. Supongamos que se define el precio de estabilización con los siguientes parámetros:

- Densidad: 1.800 Kg/m3.
- Humedad a aportar: 5%
- Espesor: 20 cm.
- Contenido de cemento: 3%

Del cuadro correspondiente se obtiene un rendimiento de 9.804 m2/día.

Los parámetros reales en obra son:

- Densidad: 2.100 Kg/m3.
- Humedad a aportar: 5%
- Espesor: 25 cm.
- Contenido de cemento: 4%

Del cuadro correspondiente se obtiene un rendimiento de 5.696 m2/día

Según lo anterior:

Rf = 5.696 m2/día
Rf/Ri = 0,58
Ri = 9.804 m2/día
Pvf = (1/0,58) x Pvi = 1,72 x Pvi

Es decir los incrementos producidos en la densidad del material (17%), en el espesor (25%) y en el contenido de cemento (33%), provocan una reducción del rendimiento del 42% e implican un incremento de precio del 72%.

3. ASPECTOS A TENER EN CUENTA PARA OPTIMIZAR EL RENDIMIENTO.

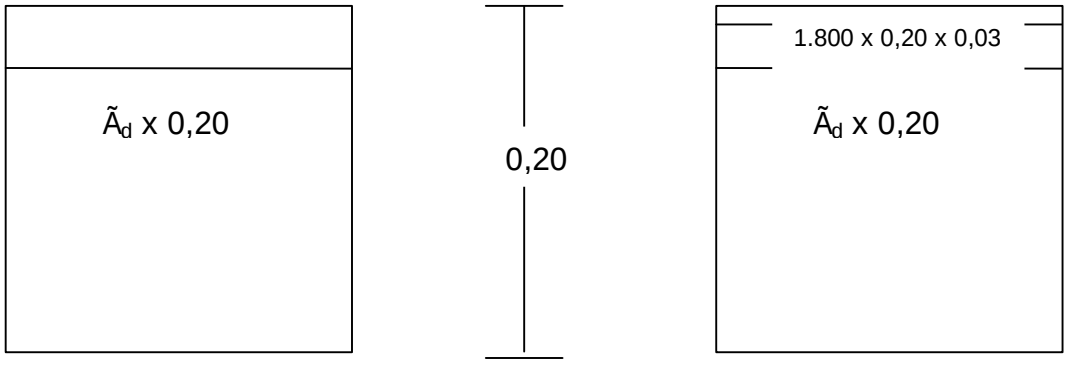
3.1. Operaciones previas.

Previamente a la ejecución de la estabilización se realizará una fórmula de trabajo mediante la cual se establecerá el contenido de ligante necesario para obtener las características deseadas del producto final. Es importante insistir en que habrá que hacer tantas fórmulas de trabajo como materiales distintos se vayan a emplear. Es conveniente realizar la toma de muestras con una máquina similar a la que se vaya a utilizar en la estabilización.

Un factor determinante para que las condiciones de trabajo permitan obtener el rendimiento óptimo y para que la calidad del producto final se ajuste a las especificaciones es que el material a estabilizar esté extendido y compactado.

Es necesario para optimizar el rendimiento, ya que el chasis del WM-1000 está preparado para su transporte por carretera enganchado a una cabeza tractora y una plataforma irregular y con blandones dificulta su avance y afecta a la velocidad de trabajo del equipo, sobretodo cuando el WM-1000 está cargado con 25 Tm. de cemento y 11.000 litros de agua.

En cuanto al grado de compactación debe ser el (100-% cemento)% de la densidad exigida al material estabilizado, como se deduce de la siguiente figura. Para mayor claridad supondremos que la densidad exigida al material estabilizado es de 1.800 Kg/m3, el espesor de la capa es de 20 cm. y el contenido de ligante es del 3%.



sin estabilizar **estabilizado**

El material estabilizado debe cumplir:

$$_d \text{ x } 0{,}20 + 1.800 \text{ x } 0{,}20 \text{ x } 0{,}03 = 1.800 \text{ x } 0{,}20$$

luego

$$_d = 0{,}97 \text{ x } 1.800$$

De esta forma se evitarán excesos o defectos de material y se ajustará la dosificación a lo especificado en la fórmula de trabajo.

3.2.- Elaboración de la estabilización.

Con el material a cota y compactado, entra el WM-1000 empujado por la recicladora-estabilizadora en cuya cámara se realiza la adición de la lechada de cemento y el mezclado con el material a estabilizar.

El suministro de agua se realizará mediante cubas de 10-12 m^3. Su número será función del % de agua a añadir y de la situación de los puntos de toma respecto al tajo en ejecución. El depósito de 11.000 litros del WM-1000 servirá como elemento de regulación del suministro de agua.

Para obtener el máximo rendimiento, las cubas deben realizar su descarga en marcha y por tanto deben ajustar su velocidad de desplazamiento a la del equipo, por ello es conveniente que sean remolcadas por tractores agrícolas que disponen de marchas cortas, pues un camión podría quemar el embrague.

Por detrás un equipo de refino y compactación compuesto habitualmente por una motoniveladora y un rodillo tipo HAMM 2620 irá terminando la capa. Es muy importante que el rodillo vaya pegado a la recicladora para aprovechar que el contenido de humedad es el óptimo y lograr la compactación de la capa con el mínimo número de pasadas; posteriormente la motoniveladora realizará el refino final y el rodillo dará una última pasada para sellar la capa.

Otro factor importante en la organización del tajo es la topografía de comprobación que debe dimensionarse en función de los elevados rendimientos obtenidos, para dejar el material a cota antes de que finalice el proceso de fraguado.

Al final de la jornada debe procederse a la protección de la capa mediante un riego con emulsión.

4. OBRAS REALIZADAS.

OBRA	TIPO	CLIENTE	ADMINISTRACION	SUPERFICIE
IC4 VIA INFANTE SAGRES	SUELO-CEMENTO	RAMALHO ROSA COBETAR	MINISTERIO DE FOMENTO DE PORTUGAL	431.500
M-45	SUELO-CEMENTO	OHL-SACYR	EUROGLOSA 45	200.000
DESDOBLAMIENTO DE BALSICAS-S. JAVIER	SUELO-CEMENTO	DYC-FERROVIAL	MINISTERIO DE FOMENTO	237.000
CV-230 TRUCHAS-ENCINEDO	RECICLADO CON CEMENTO	ACS	JUNTA CASTILLA-LEON	155.000
VARIANTE DE ALCAUDETE	RECICLADO CON CEMENTO	GEA 21-MIPELSA	GIASA	112.000
CASTROGERIZ-VILLAQUIRAN	RECICLADO CON CEMENTO	TEBYCON	JUNTA CASTILLA-LEON	83.600
N-VI LA BAÑEZA-ASTORGA	ESTABILIZACION CON CEMNTO	SACYR-ELSAN-AZVI-FDEZ. CONSTRUCTOR	MINISTERIO DE FOMENTO	695.000
AUTOVIA 501 SALAMANCA-CAÑIZAL	ESTABILIZACION CON CEMENTO	ACS-NECSO	MINISTERIO DE FOMENTO	350.000
AUTOVIA 501 ALAEJOS-CAÑIZAL	ESTABILIZACION CON CEMENTO	CORSAN	MINISTERIO DE FOMENTO	250.000
C-102 ALMAZAN-GOMARA	ESTABILIZACION CON CEMENTO	COMSA-SGASA	JUNTA CASTILLA-LEON	235.000

Hasta la fecha ASFALTECNICA ha ejecutado más de 3.000.000 m2 de tratamientos con cemento (estabilizaciones, reciclados o suelo-cemento).

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITUDE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTOBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

SESIÓN 3 : ESTABILIZACIÓN: OTRAS APLICACIONES

SESSION 3: STABILISATION: OTHER APPLICATIONS

António Pinelo
Head of Transportation Department
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Av. do Brasil, 101
1700 – 066 Lisboa (Portugal)
apinelo@lnec.pt

1 –PRESENTATION AND BACKGROUND

1.1 – Objectives and organisation of Session 3

The high quality of the fourteen papers included in Session 3 – "Stabilisation: other applications"; the fact that most of the papers dealt with applications to earthworks and pavements, as well as the fact that the papers came from eight countries and their authors' professional activity embraced different fields, ranging from teaching and research to industry); and lastly, the high diversity of the subjects treated, lead me to propose, for the Session, the strategic objective as follows:

"Stabilisation of soils and infrastructures of transports: the present and future challenges"

In fact, papers concerning the feasibility of applying industrial by-products to the treatment of soils and examples of soil treatment in both earthworks and pavements will be presented and discussed. The papers have been divided into three main subjects A, B and C:

A - Feasibility studies in laboratory. Use of industrial by-products

Comparative study on use of sugar industry solid wastes known as "carbonation lime" as opposite to the "lime" to improve and stabilize soils; *A. Acosta* (Spain), (3.2).

Stabilisation of soils with steel slag and cement; *Marilda Barra; Enric Vázquez Ramonich;Manuel Antomil Muñoz* (Spain), (3.16).

Lime stabilization of sepiolite; *C. Olalla Marañón*; *Marta González Garzón* (Spain), (3.10)

B - Earthworks

Mass stabilization of subgrade for road construction; *N. Jelisic* (Sweden); *M. Leppänen* (Finland), **(Embankment foundations)**, (3.7).

Soil stabilisation at the new construction of the ICE rail link between Cologne and Frankfurt / Germany; *A. Marquardt* (Germany), **(Capping; Rail)**, (3.15);

Treatment of chalks. Case of a road site in France; *J. Vécoven* (Belgium); *D. Gandille*; *J. P. Soufflet* (France), **(Capping; Roads)**, (3.6);

Road construction in Qeshm Island in Persian Gulf by using locally available materials; *A. Kavussi*; *M. A. Atabaki* (Iran), **(Capping; Roads)**, (3.8);

Examples of lime soil treatments in Spain; *Angel Sampedro Rodríguez* (Spain), **(Roads),** (3.12);

Small-scale recycling of plastic soils for trench fills using lime and/or cement treatment; *E. Van den Kerkhof* (Belgium), **(Trench fills (Sewers and collectors))**, (3.13);

C - Pavements

Subgrade stabilization with lime and base strengthening with cement-foam bitumen. A case study in Assalouyeh Airport in Iran; *A. Kavussi*; *M. A. Atabaki* (Iran), (**Airports)**, (3.9);

Some experiences of soil stabilisation and pavement recycling in Extremadura (Spain); *Jose Maria Espinosa Bedia*; *Juan Luque Moreno* (Spain), **(Roads)**, (3.5);

Silts treated for low-volume base courses; *Joseph Abdo*; *Daniel Puiatti* (France), **(Roads)**, (3.1);

Lime and cement treated silt – Use in foundation and base courses for roads of Normandy (France); *.-H- Colombel*; *J-C. Valeux* (France), **(Roads)**, (3.4);

In-situ stabilisation of natural material as pavement layers: Experiences in Southern Africa; *J. Calitz; A. J. van Wijk* (South Africa), **(Roads)**, (3.14).

Even though most papers refer to new construction, the treatment techniques can nevertheless be applied to rehabilitation or upgrading of existing infrastructures.

1.2 – Medium-term effects on transport policies

A recent study into the common transport policy promoted by the European Community Commission[1] predicts that until 2010 the goods traffic will increase 38% and the passenger traffic will increase 24%. If the current modal split does not suffer any alteration, the heavy goods vehicle traffic will increase 50% in the same period. Therefore, the future of the transport policy is to be based on:

- Modal transfer of transport by favouring those having more potentialities and being more environment friendly (railways, sea and waterways);

- More rational use of existing infrastructures, as well as on the construction of new infrastructures having as primary goals the elimination of bottlenecks and the integration of peripheral regions.

Then, it is justifiable to assume that both the treatment of soils and the recycling of pavements will continue to be developable techniques with increasing applications, in view of their undeniable potentialities, which make them advantageous from a technical, economic and environmental point of view.

In order to cope with the increase in the traffic of heavy vehicles it is necessary to provide the new roads with high bearing capacity pavements, as well as to rehabilitate the pavements of existing roads, this way contributing to a more rational use of the current infra-structures. The use of stabilised materials, particularly on capping layers and pavement layers , will make it possible to respond to the first requirement; the recycling of existing pavements is a feasible solution to rehabilitate them, even if other than recycling the existing layers, we also build layers of new materials.

[1] La politique Européenne des transports à l'horizon 2010: l'heure des choix. Commission des Communautés Européennes.

The desirable promotion of the modal transfer from road and air transports to less polluting forms of transportation, such as railways, implies the construction of new railway tracks, particularly those intended to high-speed trains . Furthermore, it requires a more rational use of existing tracks. On both cases, we must carry out earthworks in order to provide the railways tracks with platforms capable of coping with the new requirements placed by the railway circulation (maximum axle loads, velocities and number of movements). The works will certainly include the treatment of soils.

In the present framework of transport policies, and as refers to earthworks (railway tracks, roads and airports) and paving works, the techniques of treatment of soils may be an interesting option, both from a technical and economic point of view and from an environmental point of view. Such techniques may either be used in new constructions or in upgrading and rehabilitation of existing infrastructures.

Apart from applications to infra-structures that may be included in European networks, the stabilisation of materials to construct low volume roads, will continue to experience new types of applications, in order to cope with the increasing mobility demand associated with regional and local development and to promote the well-being of populations.

1.3 – Background

The terms – treatment, improvement and stabilisation – when referring to soils can have different meanings, even for those working in road works. Therefore, in an attempt to respond to some authors' works included in this Session and which have shown this same concern, it would be appropriate to clarify the meaning of each term in the field of earthworks and execution of pavements.

The term treatment of soils may be used in a broad sense to indicate a procedure through which the properties of a certain soil are altered, so that the resulting product (of the treatment) will fulfil certain specifications. For the purposes of this Congress, the alterations result from the mixture of a binder with a soil. Depending on the properties established in the product specifications, we could establish the definitions as follows:

Improved soil:

- When we intend to obtain a modification in the physical properties (grain size, plasticity, unit weight, etc.), in the soil condition (natural water content) or in the bearing capacity (CBR, immediate CBR), the binder content is not usually enough to promote a significant and permanent hardening;
- The product specification does not necessarily involve the long-term performance .

Stabilised soil:

- When intend to obtain a long-lasting modification, in which the product acquires enough hardening to exhibit mechanical strength properties;
- The specification of properties involves inevitably the long-term performance of the product (durability).

2 – FEASIBILITY STUDIES IN LABORATORY - USE OF INDUSTRIAL BY-PRODUCTS

When the aim is to carry out a treatment using materials with unknown performance, either as refers to the soil to be treated or to the binder used in the treatment, we must conduct feasibility studies. Such studies begin by the execution of feasibility studies in laboratory and are complemented with technical and economic feasibilitytests , including the execution of pilot sections, whenever considered as advisable on the basis of the results that are meanwhile obtained.

When industrial by-products are to be used as binder, it is indispensable to carry out its chemical and mineralogical characterisation, with a view to identify and quantify chemical composites that may be toxic to the environment, as well as the potentially reactive crystalline composites that may subsequently contribute to the occurrence of defective performance in the construction. When potentially reactive crystalline composites are identified, such as expansive magnesium oxide (periclase), it is indispensable to assess by means of the appropriate test, the swelling potential of the treated material. Furthermore, leaching tests are used to determine which are the toxic composites. In fact, these tests make it possible to quantify the elements that can be removed when the material is in contact with water. The specification of the leaching test is discussible, because it is difficult to know and simulate in laboratory the effective *in situ* conditions. The analysis of results obtained must therefore be regarded with the necessary reserves. In case of doubt, it is indispensable to implement the monitoring of works, with a view to collect leachates, and in order to assess *in situ* the effective risk of pollution.

The works of A. ACOSTA; MARILDA BARRA, ENRIC VÁZQUEZ RAMONICH and MANUEL ANTOMIL MUNÕZ; C. OLALLA MARAÑÓN and MARTA GONZÁLEZ GARZON are good examples of how those studies should be conducted, including necessarily the analysis of results.

A. COSTA shows, on the basis of results of tests performed using lime and an industrial by-product (precipitated calcium carbonate created in the sugar production, CCPA), that the industrial by-product (which is characterised in the work) cannot be considered as a replacement for lime as refers to the treatment of soils for public works. The fact that this industrial by-product is incorrectly designated as “lime-foam” stresses the need to define accurately the terminology in order to reduce the possibility of misuse of by-products.

BARRA *et al*. has studied the possibility of using an industrial by-product (an electric-arc furnace steel slag) on a soil-cement mixture. The purpose was to obtain a more resistant cement soil with higher bearing capacity. The feasibility tests in laboratory included: i) determination of the physical properties of the soil, slag and cement; ii) determination of the chemical characteristics of the cement and slag and of the mineralogical characteristics of slag; iii) producing mixtures with different types of mixture proportioning and the execution of tests appropriate for characterising the resulting products, by taking into account the expected applications of the product (grain size, plasticity, compaction, mechanical strength, etc); iv) tests intended to study the long-term evolution of properties of the product resulting from treatment (mechanical strength, volumetric stability and environmental impact by leaching).

OLALLA and GONZÁLEZ present the results of laboratory tests obtained by mixing different lime percentages with a clay material ("sepiolite") available in Madrid area, where its presence influences the construction of road infrastructures. Since these tests were not intended to study the use of industrial by-products, as was the case of other two feasibility studies, the objective was then to study the treatment of a specific material ("sepiolite"). The tests include: the study of the structure; the chemical mixture and properties of "sepiolite"; the analysis of alterations resulting from treatment, by mixing with different quantities of lime; as well as geotechnical and engineering properties (grain size, plasticity, compaction, volumetric stability, compressive strength, simple compression, compressibility and permeability). The author concludes that in the short term the treatment will influence mainly the geotechnical properties, whereas in the long-term, the engineering properties will be the most influenced ones.

3 – EARTHWORKS

This section includes various papers: (3.7) concerns embankment foundations; (3.15) refers to treated railway platforms; (3.6), (3.8) and (3.12) regard the treatment of soils for constructing road platforms; the work (3.13) deals with treatment of soils for trench fills. Even though these papers concern different types of infrastructures, all of them have in common the fact that they can be included in the framework of earthworks.

Earthworks are assumedly complex, because they are performed using natural materials that can be found all along the layout, under the direct action of climatic agents. The characteristics of these materials vary from place to place (heterogeneity of the rock masses) and furthermore, they are influenced by the climatic conditions occurring during the execution of works (particularly as regards rainfall). In overall terms, we can define the following quality requirements for earthworks:

- Appropriate bearing capacity of the platform (short and long terms)
- Sufficiently small subsidence
- Stability of slopes of cutting and embankments, particularly the ones built on soft soils.

Apart from quality requirements, the execution of earthworks must fulfil requirements related with scheduling and cost, as well as other requirements that can be generically designated as society requirements: obligations deriving from laws, regulations, rules, codes, environment protection, health, safety, preservation of energy and natural resources.

From all the papers, the works described in this subject must fulfil all the above requirements

3.1 – Embankment foundations

Both road pavements and railway tracks have poor performance, particularly when the latter occurs during the operation stage. Therefore, the design and construction of embankments on soft soils must be done with special care.

As is known, soft soils have a low shear resistance (in the short term) and a high compressibility (when these soils are loaded, important settlements differed in time should be expected , due to their low permeability). Nevertheless, this type of soils can be accepted as embankment foundations for transportation infra-structures, provided that the appropriate construction requirements are adopted so as to ensure stability (failure by the foundation) and the control of subsidence. The study into stability implies the assessment of undrained strength during the various construction stages. In the same way, the study of subsidence comprises the prediction of its amplitude and the velocity at which it occurs, implying therefore, the formulation of hypotheses on how consolidation is to occur. The amplitude of subsidence is usually calculated by considering that it can result from the summation of three components: i) immediate subsidence; ii) primary consolidation; iii) secondary consolidation. The term primary consolidation is usually the most significant, whereas the subsidence value depends on the height of embankment and on the corresponding unit weight, as well as on the thickness and on the characteristics of consolidation of alluvia. If the properties of alluvia remain unchanged the amplitude of subsidence cannot be reduced, because it depends on the geometry of the problem and on the properties of the alluvia. Traditionally, we can influence the velocity of subsidence by either applying temporary overloads or by installing vertical drains. The paper presented to this Session describes a technique that intends to act through modification of alluvia properties.

JELISIC and LEPPÄNEN present a technique of mass treatment of soft soils (peat). This technique can be applied either to the construction or to the repair of existing embankments, when their operation is affected by subsidence. The authors discuss the principle of mass stabilisation, which basically consists of a mixture of soil with a binder so as to create a resistant and homogeneous layer (from 2 to 5m thick). That layer is created from a platform constructed at the surface, with vertical axis equipment. The authors indicate the main characteristics of the equipment developed and they refer to the possibility of using industrial by-products as binders. Furthermore, they present data concerning two examples of sites, where that technique has been used: in the construction of a new road and in the repair of an existing road. In their work, they also present the values of the undrained strength of existing soils (7 to 10 kPa), the values of the same strength defined for the treated soil (about six times the initial value). The values of the undrained cohesion measured *in situ* are higher than those previously specified . In order to assess the influence of the treatment on the subsidence values measured, it would be relevant to know the influence of the binder mixture on the properties of compressibility of the soil. The authors have concluded that the technique is promising and that the research and development studies done so as to improve the mixing equipment and to enhance the binder characteristics would simultaneously give the possibility of finding new applications and increase the competitive potential of such an environment-friendly technique.

3.2 – Railway platforms

The new railway tracks, and particularly those intended to high-speed trains , must be constructed with platforms with characteristics at least as demanding as those that have been currently adopted in the construction of motorways. Indeed, the latter are only directly submitted to the influence of climatic agents (rain and frost) in the construction stage, which

is a comparatively short period during their lifecycle, since after completion of works, both the pavement and the drainage protect the platform.

On the contrary, the railway platforms of tracks with ballast are subject during the operation stage, to the influence of zenithal waters, because usually the sub-ballast layer is comparatively permeable, and the ballast layer placed on it is necessarily permeable. Therefore, platforms should be designed with stiffness having no significant seasonal variations, so as to avoid the accelerated deterioration of the different elements of the track. In fact, only the adequate performance of the track elements ensures good service conditions, particularly the compliance with schedules, the comfort of passengers and the safety of circulation.

That is why the stabilisation of soils in the new railway platforms can be a relevant solution both from a technical and economic point of view, because it gives the possibility of fulfilling the deformability, durability and geometry requirements that are necessary for these platforms. Durability is a requirement that must be particularly fulfilled, due to the high difficulty in performing works in the platform without affecting significantly the operation of the railway track.

The rehabilitation of the railway transports will necessarily include the rationalisation of the operation of existing platforms, so as to provide the circulation with the necessary safety and by simultaneously fulfilling the velocity and timetable requirements that are nowadays placed as refers to the transport of passengers and goods. Such railway tracks, of which some were constructed in the XIXth. Century and in the first half of the XXth. Century, at a time when, both the scientific and technical knowledge and the existing technology were still incipient, often present significant malfunctions in the platform, which prevent the circulation from fulfilling the current quality requirements. Consequently, major upgrading and rehabilitation works must be performed in existing platforms.

Very often, the railway tracks to be modernised are still under operation. Therefore, the works in the platform must be studied and designed so that during their execution the circulation will be the least possible disrupted. The fact that the works are done in existing tracks, where the adjacent zones have occupied buildings, places some limitations as regards the construction solutions to be adopted. In the same way, the need to limit the negative effects of the works in those zones (namely the movements of vehicles transporting stock materials and new materials to be applied), the fulfilment of the present environmental concerns, related with the need to reduce the use of natural materials (soils and rocks from borrow), as well as the need to achieve the indispensable quality and simultaneously fulfilling specified delays and costs, lead us to regard favourably the application of the techniques of stabilisation of soils to the materials in the existing platforms.

Actually, this is a versatile procedure, which makes possible to treat various types of materials and obtain products able to fulfil different specifications. Furthermore, it involves construction technologies that can be adapted to many situations, particularly when we intend to make full use of the locally available materials.

MARQUARDT presents an interesting contribution, which is also the only one that refers to railways. In his paper, he describes the treatment works performed in the platform and that have been done in various stretches of the new 204km long high-speed train, which is under

construction between Cologne and the Frankfurt airport. He describes the types of treatment performed in three stretches, where stabilisation of soils was to be achieved, and where three types of binder were used: lime and cement mixture at Montabaur station, cement in the vicinity of Idstein and lime in the vicinity of Siegburg. The author also mentions that in the vicinity of Bad Camberg the fragmenting of materials *in situ* has been performed, with a view to make them homogeneous and to improve the compaction conditions, since the size of the materials excavated in tunnels was higher than 50cm.

3.3 – Road platforms

Sessions 1 and 2 have been devoted to this subject. At these Sessions, the relevant aspects referring to road platforms have been discussed. Therefore, only a reference is made to each of the works included in this 3rd. Session.

VÉCOVEN, *et al* present a work about the stabilisation of a type of cretaceous material (chalk). The work includes the classification of the material, the choice of the type of binder to be adopted, the objectives to be reached with stabilisation, as well as a proposal of a laboratory study methodology about mix design, lastly, it includes also the presentation of a work where that type of treatment has been adopted. The main purpose of the work developed was to stabilise a 35cm chalk layer, in order to obtain a PF_3 (E_{v2}>120 MPa) platform, for a pavement designed for a traffic of heavy goods vehicles higher than 375/day. The authors emphasise the need to carry out mixdesign studies in conditions the most similar possible to those on work site. In this particular case of cretaceous soils, this was difficult to accomplish, because the final characteristics of the material before treatment were unknown, namely in terms of grain size and water content. Therefore, the authors, based on prior experience in laboratory studies and in the execution of the work, have proposed possible adaptations of the French methodology to the treatment of that type of material (chalk).

KAVUSSI and ATABAKI present a good example of the application of the treatment technique to make feasible the construction of a road on an island, using locally available materials. For the purpose, the marine sedimentary materials have been treated with lime, so as to construct the capping layer . In the absence of aggregates, locally available materials have been used: sedimentary rocks and lime that was abundant in the region. The authors present the relevant properties of the rocks, as well as the results obtained during the execution of the work.

A. SAMPEDRO RODRIGUEZ presents various recent examples of the use of lime in the treatment of soils in road construction, in Spain. For the different works completed in the north, centre and south of Spain, the author discusses the advantages of the use of quick lime comparatively with hidrated lime. He also presents the objective of the treatments, refers to the way they have been accomplished and presents some results obtained *in situ*. Furthermore, the author indicates some works under way, for which the possibility of use of lime has been studied. Some examples presented concern works for which the treatment performed has been intended to make it possible to construct embankments, whereas other examples refer to works for which the treatment aimed at stabilisation of platforms. The author ends with a set of considerations about the potentialities of the use of lime, from among which, special reference can be made to the advantages of that material in environmental terms and to the fact that it makes possible to fulfil construction schedules.

3.4 – Trench fills

Filling of trenches opened along roads and streets is sometimes done in such a way that it does not permit to obtain the necessary bearing capacity of the filling material, after completion of works. Such drawback induces undesirable settlements, which are a nuisance for users and can also put into jeopardy the safety of circulation. The solution of this problem implies that we must act simultaneously by means of specifications defining: the materials to be used in the filling of trenches, the way to achieve compaction of these materials and the procedures related with quality control and approval of the work to be adopted for this type of works. In order to facilitate compaction of the filling material and to reduce its sensitiveness to water, the specifications of materials establish, very often, the use of granular materials. As a result, we are forced to stock the excavated materials and to obtain the necessary materials in borrow sites, whenever the excavated materials do not fulfil the requirements of filling materials. That is why the treatment of excavated soils is an interesting alternative, with undeniable environmental advantages. In fact, by this method, it is possible to recycle the excavated material and therefore reduce the use of borrow materials, as well as the circulation of heavy vehicles for the transportation of materials.

E. VAN DER KERKHOF presents a paper where he stresses the importance of ensuring the indispensable quality of trench fill works. The author discusses the possible objectives of the treatment of soils, the effects of current binders (lime and cement) on the physical properties and refers to the available equipment for promoting the soil + binder mixture (both *in situ* and in plant). He presents the example of a pilot project in which that technique has been used in the filling of trenches opened for the installation of the main sewer system in the Flemish region. The paper ends with conclusions formulated on the basis of experience gained.

4 – PAVEMENTS

In this subject, we have included the papers referring to pavements in which stabilised material layers have been used; the base course of those pavements may include or not treated layers. From among the five papers, one regards airport pavements (3.9) and the other four refer to road pavements (3.5; 3.1; 3.4 and 3.14). Furthermore, two papers (3.1 and 3.4) concern the use, in France, of stabilised silt in pavement layers for roads with a reduced volume of heavy traffic ($(TMD)_p < 150$ v.d), and paper (3.14) is indeed a good contribution to the knowledge of the "state-of-the-art" in Southern Africa. Therefore, , it is possible and highly advantageous to compare procedures and points of view in the various stages of the lifecycle of a project: beginning at the stage of study and design, and including the stage of construction, as well as the strategy of conservation and rehabilitation adopted in the stage of operation, and ending with the evaluation of the performance of pavements after several years of use.

Road and airfield pavements are structures that are designed and built for ensuring that, during a certain period, the circulation of traffic is done in compliance with safety, comfort and economy requirements. During that period, even when the design and construction have been appropriately carried out, the properties of the materials of the pavement layers and of the platform are progressively deteriorated as a result of circulation of vehicles and of climatic actions. It becomes then necessary to carry out maintenance and rehabilitation works

so that the pavement "condition" will be able to ensure the appropriate circulation conditions. From among the latter, reference can be made to safety, to the cost of the operation of vehicles, as well as to the travel time. The pavement "condition" is an indicator that is often used to characterise the quality of a road, and it is a reflection of how the policy adopted by a given road administration is implemented and managed. Therefore, it is not unusual to consider that the "condition" of the pavements is the most obvious indicator for the characterisation of a network by its users.

In the design of pavements based on the structural analysis of the whole set (pavement layers + subgrade) using elastic models, the base course is characterised by means of a modulus (E) and a Poisson's ratio (ν), each course being characterised by the corresponding thickness, by the bonding conditions to the underlying layer, as well as by the values of (E, ν). The adoption of design methods based on the calculation of stresses and strains induced to pavement layers and subgrade by the axles of heavy goods vehicles relies, from among other aspects (as for instance the need to predict the actions of future traffic), on the possibility of establishing basic hypotheses, referring to:

- The mechanical properties of pavement materials during design ;
- The mechanisms of deterioration of pavements (either associated or not to traffic) and the definition of the design criteria (critical conditions).

In the case of products resulting from stabilisation of soils with hydraulic binders, both the strength and deformability properties vary over the time, due to the development of chemical reactions and to the effect of axle loads, as well as due to thermal and hygrometric actions. Only through long term pavement performance studies on various stretches of this type of pavements we can obtain elements referring either to the evolution of the properties of materials or to the mechanisms of deterioration to be considered.

As main quality requirements of stabilised materials we can indicate: resistance, durability and homogeneity. Obviously, for each work, the requirements of materials of the different courses must be specified by taking into consideration factors such as: the available experience; the expected in service conditions, namely traffic (composition and movements) and climatic conditions (temperature, humidity and frost-defrost), and must be complemented with other requirements, as for instance, those referring to the conditions of execution of works (construction, conservation, repair and rehabilitation) and to the need to reduce costs over the lifecycle.

Maybe because it is a mechanical property that can be related with performance, the tensile strength has been used in the specification of properties of stabilised materials, both in France and in South Africa, regardless of differences concerning the test specifications adopted in the two countries (age, type of test, etc.). Is it nevertheless enough to specify a certain mechanical strength, for instance, tensile strength, to ensure durability of a stabilised material? Some conclusions presented in this Session seem to suggest that the durability should be carefully analysed and, if necessary, the specification of durability tests should be included in the study of mix design.

By comparing the French and South-African papers, two guidelines can be inferred regarding regulations to be implemented within the field of pavements. These regulations must be developed by taking into consideration the local conditions. Furthermore, the revision and

updating of these regulations must be promoted by taking into consideration the results of the assessment of performance over time. As regards pavements with stabilised materials it is difficult to establish comparisons between the structures adopted in South Africa and France. This because, from among other reasons, the properties of natural materials, the climatic conditions, the traffic characteristics, and possibly, also the design periods, as well as the operation conditions are different in the two countries. Nevertheless, despite these facts, it is possible to point out some differences: i) in specifications – of product and tests – adopted for stabilised materials (either including or not specifications referring to soils to be stabilised); ii) in the specification of durability tests; iii) in procedures referring to construction and quality assurance.

4.1. – Airport pavements

The KAVUSSI and ATABAKI's paper is the only one that refers to airport pavements. It concerns paving works carried out for extending the Assalouyeh airport, in the Persian Gulf. The works consisted of reinforcement of the existing pavement and construction of new pavements. The authors, after having carried out a survey for characterising the pavement of the existing runway (1800 m x 30 m) and its subgrade through test pits and penetrometer tests, have concluded that the following actions should be done: i) treatment of the soil in the zone where the runway pavement should be built using lime locally available; ii) promoting the recycling of the top layers of the existing pavement (25 cm) with cement and bitumen "foam"; iii) placement, on the runway extension, of a treated material similar to the one adopted for the existing pavement. The authors present results of laboratory tests referring to the study of the lime proportioning necessary for treating the foundation, including the execution of CBR tests, and discuss the study into the mix design of the base course ("foam" + cement mixture) for which the specification required CBR > 30%. In addition, the authors, after mentioning the construction procedure and the equipment used for treating materials, present the results of tests on specimens collected at the site of the current runway and at the continuation zone: water content, density, percentage of bitumen, Marshal properties and indirect compression tensile strength (dry and after soaking). The authors mention that after two years of operation, the pavement has shown no major deficiencies.

4.2. – Road pavements

J. M. ESPINOSA BEDIA and J. LUQUE MORENO present four applications of stabilisation of soils for building pavement layers in Spain: i) cement stabilisation of soils resulting from a decomposed granitic rock mass, with 20cm thickness, for building a sub-base course; iii) *in situ* recycling of a pavement with cement, as alternative to the traditional rehabilitation procedure; iv) stabilisation of soils with cement, in a 24cm thickness, for building a sub-base course.

The J. ABDO and D. PUIATTI's paper, as well as the J. COLOMBEL and J. VALEUX's paper present an overview of the evolution, in France, of the technique of treatment of soils and the possibilities of treatment of silty soils for pavement courses. From among the advantages of that alternative technique, the authors particularly refer to the economy in aggregates. According to these authors, throughout the last 30 years, the *in situ* treatment of silts has been performed with increasingly more demanding objectives: it started to be applied

to the construction of embankments and bed capping layers and was subsequently used to build base courses of reduced traffic. Presently, the stabilised silty soils are used in pavement courses of the national network.

As has been referred to by the authors, the ABDO and PUIATTI's objective is to present a synthesis of rules and knowledge related with the *in situ* treatment of silts, using lime or cement, for the construction of base courses of roads with less traffic. The authors begin by characterising the properties of silts and binders used in treatments (lime and cement), they discuss the effect of binders on some geotechnical properties of silts (natural water content, grain size, plasticity) and refer to the French experience, as regards design of that type of pavements, properties of the different types of stabilised materials, laboratory mix design to be conducted (based on parameters related with the nature and condition of soils). Lastly, the authors mention the different stages of the construction process, they underline the most significant aspects, such as the advantages of preliminary treatment with lime, and present some conclusions about the use of stabilised silts in pavement base courses.

COLOMBEL and VALEUX begin by presenting an estimate about the number of silty soils that have been treated (in Normandy) in the last 10 years. They also refer to the climatic characteristics of the region and to the geotechnical characteristics of silts. Furthermore, they discuss the design of the pavement structures and the properties of the base course materials, according to foundation and traffic conditions. In addition, the authors describe the construction aspects (including the classifications that have been adopted in France for spraying and mixing equipment) and present the results and conclusions obtained from studies intended for assessing the performance of pavements over time. In the same way, they emphasise the difference between carrying out a treatment for constructing an embankment or even a capping layer and performing a treatment for constructing a pavement course, considering that in the latter case, the final mechanical strength is highly important for ensuring durability. The authors discuss, based on test results, the influence of various parameters on the mechanical properties of stabilised materials (modulus and tensile strength): age, cement content, dry density and water content. In other authors' opinion, the results of the studies performed confirm that, for each work and with the necessary antecedence, it is essential to carry out laboratory mix design tests. From among the studies for assessing the performance of pavement structures (including the evolution of the mechanical characteristics of course materials), the authors present some conclusions, from which special reference can be made to: i) the need to carry out an appropriate quality control during construction; ii) to the need to determine if there has been erosion in interfaces of stabilised courses, when the overlying bituminous layers were fine and/or permeable; iii) the good long-term tensile strength and the low modulus; iv) the need to promote an adequate execution of works, particularly for ensuring the quality of interfaces. The authors end their paper with considerations about the "state-of-the-art" in France.

CALITZ and van WIJK present a report about the South African experience with the use of cement in the stabilisation of soils for base-courses and sub-bases of pavements. In fact, due to the difficulty in obtaining materials in compliance with traditional specifications in this country, the technology of treatment of soils has been developed for more than 50 years. Furthermore, the methodology applied in South Africa to pavement design (thickness and properties of materials) and the construction methods used are discussed. The authors present some suggestions for studying the type of treatment to be performed for a specific material, and for choosing the binder, as well as for carrying out mix design. In order to ensure that the

minimum binder percentages are fulfilled on site, the authors mention that the current practice is to multiply the quantity of binder by a factor ranging from 1.3 to 1.6, in order to ensure that the necessary value, which has been determined in the laboratory mix design, is applied. The authors mention the experience deriving from the treatment of granular materials available in South Africa. In addition, the aspects as follows are stressed: i) the parameter that characterises the grain size of material (GM) is presented and its influence on the value of compressive strength of different treated materials is discussed; ii) the execution of drying and soaking tests is recommended (AASHTO T135), as complement to the simple compression tests, which have led to cement contents that have proved to be too low in some sites where erosion in layers has been observed (values of loss of material from 20% to 30% are proposed, which are different from the 14% defined in the AASHTO test); iii) The authors mention various problems that have been observed in the stabilisation of weathered granites (difficulty in achieving the specified compaction level (98% Modified AASHTO) and difficulty in completing stabilisation during the available period; iv) the curing is considered to be the most important stage in the stabilisation process. The authors end their report with a set of conclusions about the "state-of-the-art" in South Africa.

ACKNOWLEDGMENTS

The author wishes to thank the willing and committed co-operation of his LNEC colleagues, Mrs. Fátima Batista and Mr. Eduardo Fortunato, in the preparation of this report.

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

LIMOS TRATADOS PARA CAPAS DE BASE DE VÍAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁFICO

SILTS TREATED FOR LOW-VOLUME BASE COURSES

Joseph ABDO – CIMBÉTON
Daniel PUIATTI – LHOIST

RESUMEN

La creciente escasez de áridos en determinadas regiones y la expansión del transporte han animado a los Directores de Obra, organizaciones técnicas y empresas a buscar soluciones alternativas, fundamentalmente mediante técnicas que valoricen los materiales locales disponibles. Desde este punto de vista es como adquiere sentido el tratamiento de limos.

La construcción de carreteras precisa de una gran cantidad de áridos. El consumo anual de áridos en Francia se aproxima a los 200 millones de toneladas. Las restrictivas especificaciones de carreteras hacen que sólo ciertas categorías de materiales se utilicen con regularidad: se trata, en general, de materiales aluviales y procedentes de rocas sólidas. Los limos, formaciones superficiales muy comunes en determinadas regiones, han sido durante mucho tiempo considerados como materiales secundarios para carreteras por tener unas características mediocres. El tratamiento in situ de limos para la formación de terraplenes y explanadas ha tenido un significativo crecimiento en los últimos 30 años en Francia.

Su uso creciente en bases de carretera ha sido gradual. Al principio esta técnica se utilizó en la construcción de carreteras de baja intensidad de tráfico (áreas residenciales, aparcamientos, centros comerciales, plataformas industriales, etc.). En la actualidad se estima que el tratamiento de limos para este tipo de vías está comprendido entre 3 y 5 millones de toneladas al año. La aplicación de esta técnica se fue posteriormente extendiendo hacia carreteras de tipo medio-alto, por lo que su empleo ha superado la etapa experimental. Esta técnica se utiliza cada vez más en carreteras comarcales, en la formación de capas de base (regiones del norte y del este de Francia). En carreteras nacionales se utiliza como subbase. Hasta hoy, más de 50 km de carreteras de alta capacidad se han construido con una capa de base constituida por un limo tratado con cal y/o cemento. Compartimos el creciente interés por esta técnica en la que se conjugan dos fenómenos: un mejor conocimiento del comportamiento mecánico de los limos tratados así como el de las estructuras, y además una significativa mejora del comportamiento y fiabilidad de los materiales tratados in situ. El objeto de esta comunicación es presentar una síntesis de las reglas y del conocimiento de los tratamientos de limos in situ con cal o cemento para utilizarse en capas de base para vías de baja intensidad de tráfico.

ABSTRACT

The growing scarcity of aggregates in certain regions and the expansion of transportation have incited project managers, technical organizations and companies to search other alternative solutions, using mainly techniques which valorize locally available materials. In this perspective, treating silts in situ really makes sense.

Road construction requires large quantities of aggregates. In France, the annual consumption of aggregates amounts to approximately 200 million tons. The rather restrictive nature of road specifications implies that only certain categories of materials are regularly used: these are generally alluvium and materials originating from solid rocks. Silts, surface formations that are very common in certain regions, were for a long time thought to have mediocre characteristics, and were considered as secondary materials in road engineering. In situ treatment of silts for the construction of embankments and subgrades has significantly expanded these last thirty years in France.

The extension of its use to pavement bases has been gradual. In early times, this technique was used to build low volume roads (town house areas, car parks, shopping centers, industrial platforms, etc). At present the annual tonnage of silts treated for low volume base courses is estimated at 3 to 5 million tons. The scope of application of this technique was later extended to medium- to high-volume roads, for which its use has now exceeded the experimental stage. This technique is used more and more for county road pavements, where it is used up to the base layer (in northern and western regions of France). On national roads, it is used up to the subbase. To this day, more than 50 km of high-volume roads have been built with a base course made of silt treated with lime and/or cement. We owe the increasing interest for this technique to the addition of two phenomena: a better acquaintance with the mechanical performances of treated silts and with the performance of structures, and furthermore a significant improvement of the performance and reliability of materials treated in situ. The purpose of this article is to present a synthesis of the rules and knowledge pertaining to silts treated in situ with lime or cement, for use in low volume road base courses.

I - SILTS

I - 1. Définition

To geotechnicians, the term silt applies to an intermediate grading fraction between clay and sand, i.e. the grading fraction 2 µm-20 µm and, by extension, to a family of soils in which this fraction prevails. To geologists the classification of silts should be made according to a genetic criterion. Geologists identify:

a) eluvial silts, resulting from on-site deterioration of the substratum;
b) colluvial silts, formed by elements carried away by running water or by gravity;
c) alluvial silts, the most common, formed by accumulation of elements transported by a fluid (air or water) in movement. These mainly include wind silts such as loess.

I – 2. Significance and location of silts

Silts are extremely widespread superficial formations, often fragmented, and so geological maps do not always show them nor their large surface areas. They are regularly found on earthworks sites during the construction of new urban or industrial equipment, as well as on earthwork sites for road and motorway construction. Several works were recently carried through in the regions Nord, Picardie, Normandy, Brittany and Île-de-France, where these materials had to be used. They are often thicker than 5 m, and even thicker than 10 m in the north and in the west of France.

Even though silts are widely spread and can consist of several different rocks, they are characterized globally, and are classified from a geotechnical point of view, in compliance with the soil classification made by the SETRA and the LCPC (standard NF P 11 300).

II - BINDERS

Two types of binders are successively used in the technique of in-situ treatment of silts. These binders are cement and aerated lime.

II - 1. Aerated lime

There are two types of aerated limes:

Quicklime, mainly composed of more than 80 % calcium oxide CaO. It is obtained through calcination of limestone, at 1 000 °C;

Slaked lime, obtained through hydration (or extinction) of quicklime. It is mainly composed of calcium hydroxide $Ca(Oh)_2$.

Milk of lime is obtained through suspension of slaked lime in water.

The standard NF P 98 101 defines the specifications of aerated limes for road building.

II - 2. Cement

In France, cement used for road building must meet the standard NF EN 197-1 and have to be certified by AFNOR.

II - 3. Hydraulic road binders

Hydraulic road binders must meet the french standard NF P 15 108 (december 2000)

III - EFFECT OF BINDERS ON SILTS

III - 1. Aerated lime

In view of its properties, aerated lime appreciably alters the performance of silts, with three different types of effects:

III-1-1. Effect on the moisture content

The effect on the moisture content depends on which type of lime is used. The lime is chosen depending on the natural moisture content of the silt.

Moist silts

The aim is to lower the moisture content in order to come close to optimum conditions for re-use. Quicklime is then used, to lower the moisture content by combined effect of three phenomena:

dry product supply;
water consumption, essential to hydrate quicklime;
water evaporation due to the heat emitted by the hydration reaction and by aeration due to mixing.

On average, the moisture content of silt treated with quicklime decreases by 1-2 % for 1 % of lime.

Dry silts

Dry silts include quicklime, slaked lime or milk of lime.

For practical reasons, quicklime is often used for treatment. But the resulting decrease in moisture content means that the material needs to be moistened after the cement treatment, in order to come close to optimum compaction conditions.

III-1-2 Immediate alteration of geotechnical properties

As soon as lime is added to the silt, fine argillaceous particles cohere into coarser and more friable elements. This phenomenon, called flocculation, is due to the appearance of $Ca(OH)_2$ bridges between clay layers.

In the laboratory, we note:

a decrease of the plasticity index Ip, or decrease of the methylene blue test VBS;
an increase of the on-site bearing ratio;
a flattening of the Proctor curve with a decrease of the maximum density and an increase of optimum moisture content.

On site, moist silt immediately loses its sticking characteristic to take a sandy, homogeneous aspect. It becomes easy to handle, its performance at placement and its bearing capacity have clearly improved. The resulting homogeneity of the silt is the best condition for a treatment with cement.
A low lime proportion, about 1%, is generally sufficient to initiate these modifications.

III-1-3 Long-term modifications

Lime, a strong base, increases the pH value of the silt and favors the solution of alumina and silica. Hydrated calcium silicates and aluminates form and act during crystallization as binding agent between particles. Mechanical performances are consequently improved, but not enough to allow the use of lime-silt as base course.

III - 2. Cement

The reactions of cement and hydraulic road binders with silt include hydration of anhydrous calcium silicates and aluminates, with a solute phase followed by crystallization of hydrated products: this is called hydraulic setting.

The growth, tangling and progressive felting of microcrystals coat and tie together the grains of the material, which build up more and more solid 'bridges'. The mix quickly hardens, achieving high mechanical performances and resistance to water and frost.

IV - SILTS TREATED FOR USE IN BASE COURSES

The use of silts treated with lime and cement in base courses requires specific care, not only concerning the creation and design of structures but also concerning laboratory studies on treatments and on-site execution.

IV - 1. Design

The design of low-volume base courses made of silts treated with lime and cement is defined in the 'Handbook on the design of new low-volume pavements' (SETRA-LCPC/1981).

This handbook comprises the conditions of use for these materials, in accordance with the following criteria.

IV-1-1 Roadway deformability criteria

The handbook provides solutions for improvement (capping layer) each time the bearing capacity at soil level is lower than P=P2(6<CBR≤10) during construction.

The improvements required appear in Table 1.

Table 1: capping layers are chosen in accordance with building site requirements

Bearing capacity	Required improvements	
Predictable short-term bearing capacity of the formation level	Thickness of the silt layer treated in situ	New bearing capacity
$P=P_0$* CBR≤3	35 cm	P2
$P=P_1$ 3<CBR≤6	20 cm	P2

*Moreover, if this nil bearing capacity level $P= P_0$ also applies to the long-term bearing capacity of the roadway, the capping layer solution will be completed by drainage works.

IV-1-2. Properties of treated silts

In order to be used as a base course, the cement-lime-silt material needs to have sufficiently good mechanical properties.

The design handbook (SETRA-LCPC/1981) defines three resistance classes for cement-lime-silts, depending on their direct tensile strength TS and on their deformation modulus DM, both measured at 180 days. It should be underlined that these materials are moved down two classes in comparison with treated sand or treated graded aggregate that have the same mechanical properties (TS, DM).

Figure 1 – extract from the handbook – shows the various resistance classes corresponding to the base course materials treated with cementitious road binders.

Figure 1: Resistance classes. DM, TS are measured at 180 days. (extract from the 'SETRA-LCPC Design Handbook')

Figure 1 (see CD sent by mail)

Resistance classes in relation to the various zones of the graph

Class	GrA,GrS,FA	STLC
1	Zone 1	
2	Zone 2	
3	Zone 3	Zone 1
4	Zone 4	Zone 2
5	Zone 5	Zones 3, 4, 5

Note: the use of class 5 materials has not been considered in this document.

IV – 2. Design criteria

The design of a pavement with a base course made of treated silts is performed in two stages:
selecting the surfacing;
design calculation of the base course.

IV-2-1. Selecting the surfacing

The design handbook (SETRA-LCPC/1981) defines the minimum surfacing thickness required for this technique. The thickness of this layer varies according to the volume of traffic when the road is reopened. The various thicknesses are described in Table 2 :

Table 2: selecting the surfacing

Volume of traffic at opening	Thickness of surfacing, asphalt concrete (cm)
T5	6 cm BB 0/10
T4	8 cm BB 0/14
T3-	10 cm BB 0/14
T3+	This solution has not been provided for

*The thickness of surfacing can be reduced to 3 cm for some suburbia road networks or car parks designed only for light vehicles.

IV-2-2. Design calculation of the base course

The design handbook is used to calculate the design of the base course using charts made for class 3 and 4 treated silts.

To perform design calculation:

on the chart, read the thickness "h" that varies according to the cumulative traffic "N" and the selected surfacing;
add a correction term "Δ_h" that varies according to the long-term bearing capacity P of the roadway.

Table 3 is an index of standard structures for silts treated with lime and cement. This index is made using the chart of the handbook, corresponding to class-4 materials, with the following hypotheses: service life, 20 years, traffic annual growth rate, 4%.

Table 3: structure of silts treated with lime and cement

		Long-term bearing capacity p		
		$p=p_1$ or (3<CBR≤6)	$p=p_2$ or (6<CBR≤10)	$p=p_3$ or (10<CBR≤20)
		Check that the short-term bearing capacity is not less than p_2		
Volume of traffic t at opening	t_6 0-10 HT/day	3 cm AC 0/10 35 cm STLC	3 cm AC 0/10 32 cm STLC	3 cm AC 0/10 30 cm STLC
	t_5 10-25 HT/day	6 cm AC 0/14 38 cm STLC	6 cm AC 0/14 34 cm STLC	6 cm AC 0/14 30 cm STLC
	t_4 25-50 HT/day	8 cm AC 0/14 40 cm STLC	8 cm AC 0/14 36 cm STLC	8 cm AC 0/14 32 cm STLC
	t_3 50-100 HT/day	10 cm AC 0/14 41 cm STLC	10 cm AC 0/14 37 cm STLC	10 cm AC 0/14 33 cm STLC

Note : for STLC (silts treated with lime and cement) with a thickness > 35 cm, high performance mixers are necessary to perform treatment in one layer.

IV - 3. Studying the various treatments

The large variety of silts that can be treated with lime and cement, both with regard to their nature and to their natural moisture content, does not allow to submit a general mix design. A geotechnical study is necessary in each case.

The object of this study is to determine which binders to use and the proportioning to apply depending on:
the characteristics of silts used;
the performances required for treated silts;
possibly the materials used.

It should include two stages: qualification of silts for treatment, and mix design of treated silts.

IV-3-1. Qualification of silts for treatment

This qualification aims to provide, using test-borings and laboratory tests, a description of the soils concerned, including mainly:
their gathering into homogeneous and representative families, in accordance with the "Soil classification" made by the SETRA and the LCPC – standard NF P 11 300;

localization in space (longitudinal and cross profiles) as well as available volumes.

With this study it is easy to estimate accurately the potential benefits of treated silts for use in base courses, to anticipate possible problems and provide appropriate solutions. This study should be carried out and interpreted by an experienced and qualified geotechnician. It is thus advisable to characterize the silts by examining the significant parameters in relation to treatment, and to classify them from a geotechnical point of view in accordance with the "soil classification" (standard NF P 11 300).

This classification divides the parameters into two families:

Parameters of nature

They represent what does not vary, or very little, with time or while handling the soil at placement. The important parameters of nature are grading and argillaceous nature.

Grading is defined in the standards NF P 94 056 and NF P 94 057. The Dmax (dimension of the largest element) and the passing fraction at 80 μm respectively determine which mixing machine and which work method should be chosen.

With regard to grading, the 'soil classification' (standard NF P 11 300) places silts in the category of class A fine-grained soils, identified by:

Dmax ≤ 50 mm;
Passing fraction at 80 μm > 35 %.

These specifications require the use of high-performance mixers such as "cross-shaft pulverizes", in order to reach the level of homogeneity required for base courses.

The argillaceous nature refers both to the quantity and the activity of the argillaceous fraction contained in the soil. It can be measured using one of the two following parameters:

plasticity index Ip, defined in the standard NF P 94 051;
methylene blue value VBS, defined in the standard NF P 94 068.

With regard to the argillaceous nature, the 'soil classification' (standard NF P 11 300) divides silts into three subclasses:

subclass A_1, which includes not very plastic silts, defined by:
Ip ≤ 12 or VBS ≤ 2,5;

subclass A_2, which includes moderately plastic silts, defined by:
$12 < Ip \leq 25$ or $2,5 < VBS \leq 6$;

subclass A_3, which includes very plastic silts, defined by:
$25 < Ip \leq 40$ or $6 < VBS \leq 8$.

The argillaceous level helps evaluate, on a first approximation, the lime percentage required in order to remove the clays contained in the silt.

Parameters of condition

These parameters are not proper to the soil, but depend on the environment in which the soil lies. The most significant parameter of condition is the moisture condition of the soil, expressed by the ratio WNAT $\frac{W_{NAT}}{W_{OPN}}$ of the natural moisture content to the Optimum Proctor Normal of the soil considered.

With regard to the "moisture condition", the "Soil classification" (standard NF P 11 300) divides the silts of each of the subclasses A_1, A_2, A_3 into five subclasses: vd (very dry), d (dry), m(medium), mo (moist) and vmo (very moist), in increasing order of moisture.

This is a deciding feature since it determines the type of lime that should be used (quicklime, slaked lime, milk of lime), and affects the success of setting and hardening, the quality of placement, mixing and compaction.

IV-3-2. Mix design for treated silts

The aim is to determine the lime and cement proportions to add successively to the silt, in order to meet the three following criteria.

first criterion: making sure that the silt is qualified to undergo treatment. This verification is made using the "evaluation test on the aptitude of the soil to undergo treatment with lime and/or cementitious binders", as defined by the standard NF P 94 100. If the results of this test are negative, then it is generally useful to measure the ratio of some chemical components that may have altered the effect of binders, such as organic matters and nitrates (inhibitive effect), sulfides and sulfates (swelling effect) and chlorides (concrete hardening and setting accelerator effect, with risk of swelling);

second criterion: execution phase. The aim is to find the appropriate lime ratio fit to provide the silt with an on-site bearing ratio that will ensure that the placement is accurate: compactibility, and aptitude for carrying site equipment traffic;

third criterion: structural performance. The aim is to find the appropriate cement ratio fit to provide the lime-silt mix with the mechanical performances required for a base course material.

Search for the appropriate on-site bearing ratio

The evolution of the on-site bearing ratio (CBR without additional load) should be examined in accordance with the lime proportion for various moisture contents, representative of the natural state.

The results are presented in a table or translated into a chart indicating, for a given natural moisture content, the proportioning necessary for the required bearing ratio.

The minimum recommended on-site bearing ratio to the moisture content of the site can be set at 10.
If the natural moisture content of the silt is low, the minimum lime proportioning is set at 1 %.

Search for the required mechanical performances

The general purpose is to determine the cement proportion that should be added to the lime-silt mix in order to attain the mechanical performances required for a base course.

These performances are evaluated using the couple tensile strength and deformation modulus of the material (TS, DM), essential parameters for pavement design.

The methodology of the study consists in studying the evolution of the parameters TS and DM at very specific ages (7 days, 28 days, 90 days and 180 days), in accordance with cement proportioning, variation ranges of moisture levels, predictable compactness on site, and with possible frost or immersion.

The parameters TS and DM are measured on cylindrical work cubes, diameter ∅ = 5 cm and height H = 5 cm.

These work cubes should be prepared and preserved in accordance with the standard NF P 98 230-2.

The couple (TS, DM) should be determined using the diametrical compression test (Brazilian test) in accordance with the standard NF P 98 232-3.

The couple (TS, DM) is used to define the resistance class of the treated silt, in accordance with the classification defined in Figure 1.

V - EXECUTION STAGE

V - 1. Standard treatment

A treatment of silt with cement and lime is generally performed in accordance with the following process:

the silt is opened with a ripper, a rooter or a mixer;
spreading of lime (quicklime, slaked lime, milk of lime); the weight per square meter is indicated by the laboratory;
mixing; the number of passages should be determined on the site;

partial compaction, fine finishing;
the material is reopened;
spreading of cement; the weight per square meter is indicated by the laboratory;
mixing; the number of passages of the mixer should be determined on the site;
watering is possible, then mixing;
partial compaction, the number of passages of the compactor should be determined on the site;
fine finishing;
chipping;
final compaction and surface protection.

Picture 1 : general view of industrial platform execution (see CD sent by mail)

V – 2. Placement conditions

It is illusory to hope to save time and production by avoiding a pretreatment with lime or by combining the two binders. Each binder has a specific function:
lime flocculates clays and dries moist materials;
the addition of cement helps achieve stiffness rapidly.

A pretreatment with lime has the following consequences:
the soil is easier to handle;
the traffic conditions for site machines are improved;
the final mix is more homogeneous.

In practice, treatment with lime is performed at cutting. The treated material is then:
either removed and used as embankment;
or left on site until treatment with cement.

In both cases, the treated material undergoes compaction and a simple shaping at the final level with a slight overthickness (maximum 10 % of layer thickness), to ensure that the material is properly distributed.

Treatment with cement is performed in a classical way, after checking that water levels are appropriate.

The wait between treatment with lime and treatment with cement depends on how the site is organized. The two treatments are often carried out the same day.

V-2-1. Spreading

To reduce and control distribution of the binder, it is preferable to use a weight-controlled spreader, linked to the forward speed.

Picture 2 : Spreading the binder
(see CD sent by mail)

Picture 3: Controlling binder distribution
(see CD sent by mail)

The so-called "tarpaulin method" is used to check the regularity of spreading and the quantity of binder used.

V-2-2. Mixing

It is imperative to use a horizontal-rotor mixer in order to have a mix with a good homogeneity and a homogeneous mixing depth.

Picture 4 : Mixing
(see CD sent by mail)

Apparent grading after mixing should be of 0/20.
Moreover, since the materials expand quite a lot after mixing, it is important to projects sufficiently (20 cm) over the side that has already expanded, so that no unmixed material is left along the strips.

The mixing depth can be adjusted using a specific device on mixing machines. For verification, borings can be made in the treated material.

V-2-3. Compaction

The compaction shop and the number of runs are defined on a compaction test strip. Compaction should take place right after the mixing operation:

on the one hand so that the expanded material is not left exposed to the elements (rain, wind); on the other hand because the duration of workability allowed by the cement is quite short (from 2 to 4 hours).

Besides, certain vibrating rollers may cause surface delamination. This phenomenon reduces the resistance of the treated layer to the stress generated by traffic, and induces vertical discontinuity in the pavement.

Picture 5 compaction
(see CD sent by mail)

To avoid this phenomenon, it is best to limit the use of vibrating rollers on these areas and to maintain the moisture of the material during compaction. Complementary measures should be taken during finishing.

V-2-4. Finishing

The final finishing is performed by planing the whole finishing strip, and never by filling hollows with the materials recovered after the bumps have been lowered. Planing also helps remove the delaminated surface layer that has possibly appeared during the compaction operation using vibrating rollers.

This operation should take place between partial compaction and final compaction or else it will be extremely difficult to perform since the treated material stiffens rapidly.

It is generally performed using a grader, possibly guided (thread or laser) or, on large-scale sites, using a guided planer.

Materials generated by planing should be removed.

The thickness of material to plane should be taken into account at treatment, in order to allow for sufficient extra thickness of the treated material (approx. 3 cm).

V-2-5. Protection of the treated silt

This protection is intended to protect the base course from the elements, from water evaporation and from site traffic.

When the pavement comprises two layers of treated silt made in a short period of time (in 2 days maximum), the first layer is simply sprayed with water for protection.

Picture 6 : protection of the trated silt
(see CD sent by mail)

On the other hand, it is essential to provide for a specific protection on the final layer, in order to favor adhesion of the asphalt concrete. This protection should be applied right after the treated silt has been placed.

The mix design of the protection coating can be as follows:

chipping with 10/14 gravels, on the basis of 8 to 9 l/m², slightly compacted with a smooth roller;
cationic emulsion (pH>4) at 65% bitumen, proportioned at 2 kg/m;
gravelling with 4/6 gravel based on 5 to 7 l/m², followed by a slight rolling.

Conclusion

The use of silts, treated in situ with lime and cement, for low-volume base courses is a technique that is perfectly well finalized.
It has developed for various reasons: in some regions materials for use as base courses are becoming increasingly rare, the transportation cost for aggregates has increased, environmental problems have appeared, linked to the environment and the opening of quarries and gravel pits.
This has several advantages: extraction is easy due to the light nature of silts, the excess material that would normally have been dumped is valorized instead, transportation energy costs are reduced, the local road network is protected, and since the treatment is made in situ, the cost of this method is lower than the cost of traditional base course techniques.

Bibliography

1 – Handbook on the design of new low-volume pavements, SETRA LCPC/1981.

2 – Catalogue of structures for low-volume pavements in the Île-de-France region – LROP – May 1984.

3 – Technical guidebook "Treatment of soils with lime or with cementitious binders" – SETRA-LCPC, 2000.

4 – Lime used for the treatment of soils – Data sheets.
French professional association of magnesian and fat lime manufacturers.

5 – Technical documentation CIMBÉTON

6 – M. Boutonnet, J. Livet: Effect of silt treatment on its frost resistance - BPLC n° 133 – Sept-Oct. 1984.

7 – G. Morel: Laboratory study on the treatment of fine-grained soils with lime and cement. – BPLC n° 133 – Sept-Oct. 1984.

8 – Nguyen Dac Chi – J. Mulders: Fatigue strength of fine-grained soils treated with lime and cement – BPLC n° 133 – Sept-Oct. 1984.

9 – P. Perret: Contribution to the study on the stabilization of fine-grained soils with silt: global survey of the phenomena and applications. Doctor-engineer thesis – INSA Rennes – 1977.

10 – J. Abdo: Experimental study on the stabilization of granite sand with lime. Doctor-engineer thesis – Ecole des Mines – Paris – INSA Rennes – 1982.

11 – D. Puiatti: Lime, a material with good prospects for pavements. Journal 'Cement, concrete, plaster, lime' n° 785 – 4/1990.

12 – Technical guidebook for the use of local materials in Île-de-France – Silts – 1996.

13 – Regional guidebook for the use of silts in Haute-Normandie.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTUDIO COMPARATIVO DEL EMPLEO DE LOS RESIDUOS DE AZUCARERA DENOMINADOS *ESPUMAS DE CAL* FRENTE A LA CAL EN LA MEJORA Y ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

COMPARATIVE STUDY ON USE OF SUGAR INDUSTRY SOLID WASTES KNOWN AS *CARBONATION LIME* AS OPPOSITE TO THE LIME IN THE IMPROVEMENT AND STABILIZATION OF SOILS

A. Acosta
Dr. en Ciencias Geológicas
Facultad de Ciencias Químicas (Universidad de Castilla la Mancha)
Campus Universitario
13071 Ciudad Real (España)
anselmo@qifi-cr.uclm.es

RESUMEN

Se ha realizado un estudio comparativo del empleo de los residuos de azucarera denominados incorrectamente espumas de cal frente a la cal en la mejora y estabilización de suelos.

En este trabajo se pone de manifiesto que las espumas de cal, cuya denominación correcta sería carbonato cálcico precipitado de origen azucarero (CCPA), no tienen un comportamiento similar al de la cal en mezclas con suelos y arcillas. Se realiza una caracterización completa de los carbonatos cálcicos precipitados de origen azucarero y se dan los resultados de su comportamiento en el tratamiento de suelos para la obra pública.

ABSTRACT

A comparative study has been made about used of sugar industry solid wastes, called incorrectly carbonation lime, as opposite to the lime in the improvement and stabilization of soils.

In this work it is shown that carbonation lime, whose correct name should be sugar industry precipitate calcium carbonate (CCPA), has not a similar behaviour as lime in mixes with soils and clays. A whole characterization of CCPA has been made and the results of their behaviour in soil treatments for public works are given.

PALABRAS CLAVE

Espumas de cal, carbonato cálcico, estabilización, suelos, obra pública.

KEY WORDS

Carbonation lime, calcium carbonate, stabilization, soils, public works.

1. INTRODUCCIÓN.

El objetivo de este trabajo es hacer un estudio comparativo del empleo de los residuos de azucarera denominados *espumas de cal* frente a la cal en la mejora y estabilización de suelos.

Esta denominación de *espumas de cal* conlleva a errores en cuanto a su composición química y comportamiento, ya que induce a una similitud con la cal, y se espera de ellas propiedades semejantes a la misma. Sin embargo, este material de origen azucarero, no contiene cal, y como se demuestra en este trabajo, sus propiedades son bastante diferentes a las de la cal.

Las incorrectamente conocidas como *espumas de cal* o lodos carbonatados de azucarera son los precipitados inorgánicos resultantes de la purificación de los jugos de remolacha por medio de encalado y posterior carbonatación, a fin de eliminar de los mismos todas aquellas sustancias que no sean azúcares.

Su producción se lleva a cabo a partir de piedra caliza. La misión de la piedra caliza ($CaCO_3$) es proporcionar el CaO y el CO_2 para llevar a cabo el proceso de depuración de aquellas sustancias no azucaradas del jugo de difusión procedente de la remolacha, pues el CaO formado se transforma en $Ca(OH)_2$, el cual provoca un aumento del pH, favoreciendo la coagulación de dichas sustancias. El CO_2 hace precipitar el $Ca(OH)_2$ y con él las sustancias no-azúcares, pudiendo separar así el jugo por un lado y el precipitado que es carbonato cálcico precipitado de origen azucarero (CCPA) o espumas de cal por otro.

La reacción de generación de las espumas de cal, cuyo nombre correcto es CCPA es la siguiente.

$$\mathbf{CaCO_3 + Q \rightarrow CaO + CO_2}$$

$$\mathbf{CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2}$$

$$\mathbf{Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 \ (CCPA)}$$

A continuación se refleja este proceso en un esquema simplificado.

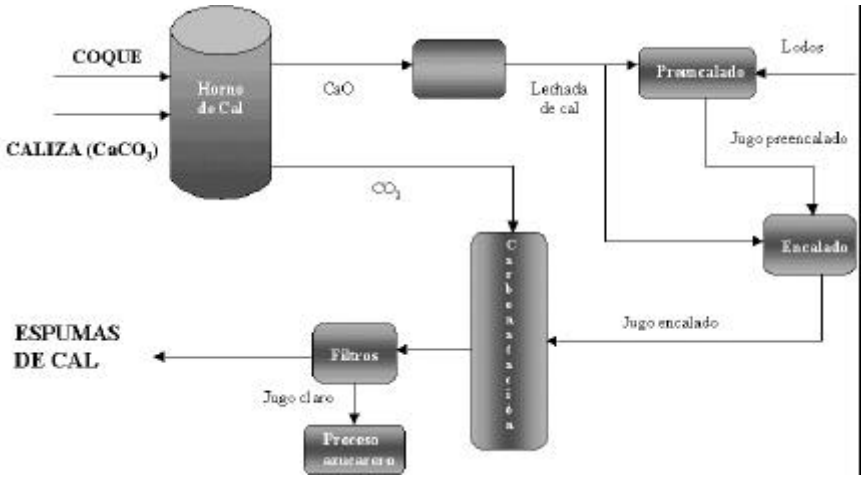


Figura 1

2. MATERIALES Y MÉTODOS.

Se ha realizado un estudio comparativo del empleo de los subproductos de azucarera denominados CCPA frente a la cal en la mejora y estabilización de suelos.

Se ha seleccionado un suelo que tras estudios previos ha sido clasificado según PG-3 2000 como inadecuado, para ver las variaciones de sus propiedades mecánicas con la cal y con el CCPA. Las características de este suelo se reflejan en la siguiente tabla.

Tabla 1

PROPIEDAD		**VALOR**
MATERIA ORGÁNICA		0.28 %
LÍMITES DE ATTERBERG	LÍMITE LÍQUIDO	102.2
	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	61.9
PROCTOR MODIFICADO	DENSIDAD MÁXIMA	1.311 g/cm^3
	HUMEDAD ÓPTIMA	33.5 %
GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO	100	100 %
	2	57.4 %
	0.4	41.9%
	0.08	38.6 %
C. B. R. EN EL LABORATORIO	C. B. R.	4.1
	HINCHAMIENTO	4.93 %

La cal utilizada para estos ensayos es una cal comercial que cumple la normativa vigente. Sus propiedades físicas y químicas se reflejan en la siguientes tablas.

Especificaciones físicas.

Tabla 2

PROPIEDAD	**UNIDAD**	**VALOR TÍPICO**	**LÍMITES**
GRANULOMETRÍA			
>0.6 mm	%	0.0	0.0 máximo
>0.2 mm	%	0.2	1.0 máximo
>0.09 mm	%	1.0	5.0 máximo
H_2O 105º C	%	0.6	1.0 máximo

Especificaciones químicas.

Tabla 3

PROPIEDAD	UNIDAD	VALOR TÍPICO	LÍMITES
ALCALIN. TOTAL	% $Ca(OH)_2$	93	90 mínimo
$Ca(OH)_2$	% soluble	89	85 mínimo
*CaO+MgO**	%	97	95 mínimo
MgO	%	0.4	0.6 máximo
SiO_2	%	1.0	1.5 máximo
Al_2O_3	%	0.3	0.5 máximo
Fe_2O_3	%	0.2	0.5 máximo
Ppc 1000º C	%	25	24-26
CO_2	%	3	6.0 máximo
SO_3	%	0.9	2.0 máximo

*sobre muestra calcinada a 1000º C

La composición química, mineralógica y las propiedades de los CCPA utilizados en estos ensayos quedan reflejadas en las siguientes tablas.

Composición mineralógica.

Tabla 4

FASE CRISTALINA	CALCITA	CUARZO	FILOSILICATOS
CONCENTRACIÓN	Mayoritario	Indicios	Indicios

Composición química.

Tabla 5

COMP0NENTE	CANTIDAD % CCPA
CaO	46.57
MgO	1.69
Fe_2O_3	0.29
Res. Insoluble	2.24
SO_3	0.25
PPC	48.96

Propiedades.

Tabla 6

PARÁMETRO	RANGO	VALOR MÁS FRECUENTE
Cantidad Materia Orgánica	**6 - 11%**	**9.8 %**
Pérdida por calcinación a 1050ºC (ATD - TG)	**47- 50 %**	**48.6 %**
Residuo Insoluble a 1050ºC	**≈2 %**	**2 %**
Diámetro Medio 80% < 10 m	**5 – 10 μm**	**8.5 μm**
Densidad	**2.3 – 2.5 g/cm^3**	**2.4 μm**
Color	**L* = 70 - 81**	**76**
	a* = 2.4 – 3.5	**3.2**
	b* = 11 – 15	**12.5**

PH	**8 - 10**	**9**

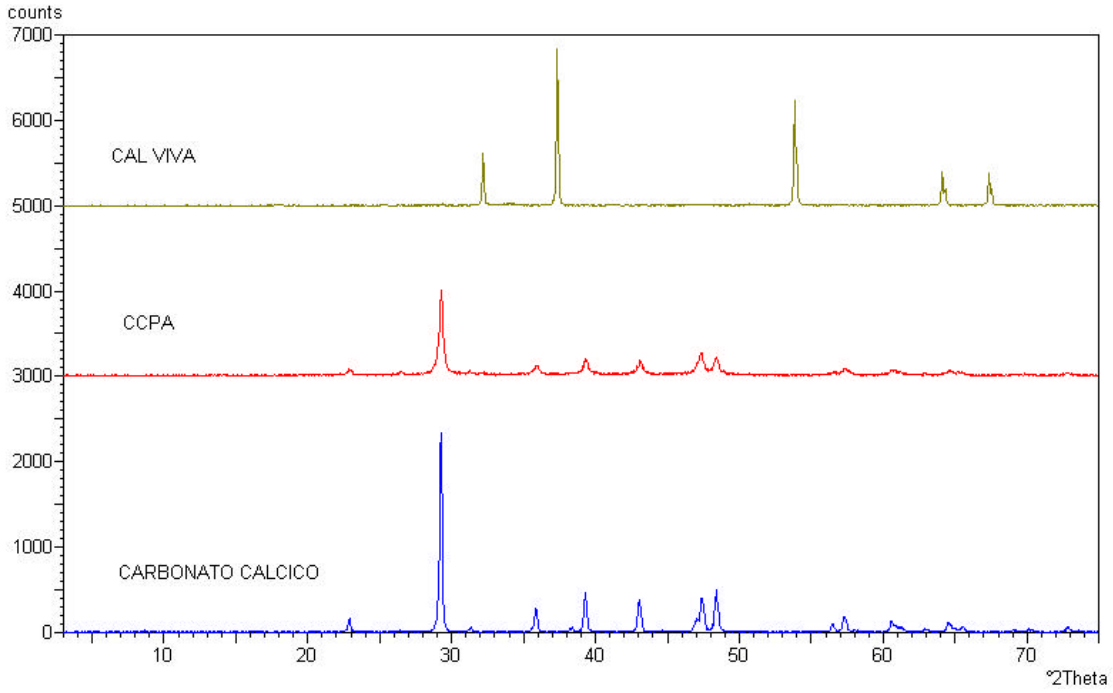
Los CCPA presentan un aspecto pulverulento con tonalidades grisáceas, y se aglomeran fácilmente formando terrones.

Los métodos utilizados en la caracterización del CCPA han sido difracción de Rayos X, granulometría, cantidad de materia orgánica (norma UNE-103-204), pérdidas por calcinación (ATD-TG), pH, microscopía electrónica de barrido, color, y ICP-MS para la composición química.
En cuanto a las técnicas empleadas en la caracterización del suelo se han seguido las normas UNE. Determinación del contenido de materia orgánica (UNE-103-204), granulometría de suelos por tamizado (UNE-103101), límites de Atterberg (UNE-103 103 y 103 104), proctor modificado (UNE 103-501), C.B.R. en el laboratorio (UNE 103-501).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

El estudio comparativo por difracción de Rayos X de muestras representativas de CCPA ,cal y carbonatos cálcicos tipo calcita, pone de manifiesto la gran similitud de los CCPA con la calcita y su diferencia con respecto a la cal. En los diagramas de difracción de Rayos X de la figura 2 puede apreciarse la identidad de espaciados entre el CCPA y el carbonato cálcico.

Figura 2



Tras un estudio de las muestras por microscopía electrónica de barrido se ha determinado que los CCPA están formados por cristales escalenoédricos típicos de la calcita. A continuación se adjuntan dos fotografías del microscopio electrónico, a diferentes aumentos para ver los cristales anteriormente citados. Figs 5 y 6

Fig 5. CCPA a 16000 aumentos

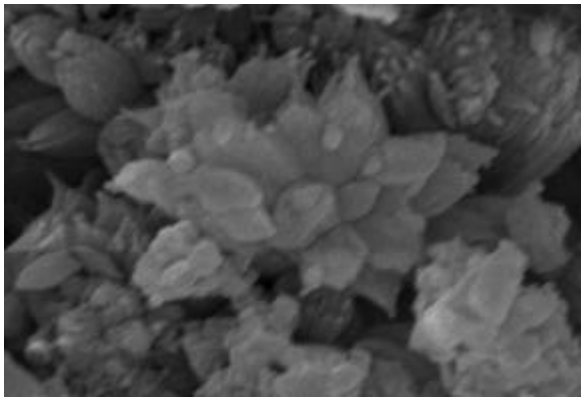
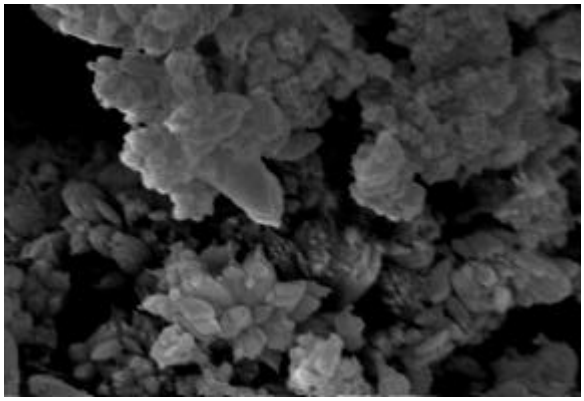


Fig 6. CCPA a 8000 aumentos



En cuanto a la plasticidad de mezclas de arcillas con cal, o con CCPA, se observa que los CCPA prácticamente no disminuyen la plasticidad de las arcillas como ocurre con la cal. Es decir, el comportamiento de los CCPA en mezclas con arcillas **no es similar al de la cal** y se asemeja al de un filler carbonatado cualquiera. La cal modifica notablemente la plasticidad y el límite líquido de estas arcillas, mientras que el CCPA apenas provoca variaciones, pudiéndose añadir hasta un 20 % de CCPA sin tener variaciones apreciables en la plasticidad ni en el límite líquido.

Con respecto a su comportamiento frente a materiales arcillosos, se hizo el siguiente experimento:

Se añadió una misma cantidad de hidróxido cálcico a diferentes suspensiones:

- Suspensión de arcillas en agua.
- Suspensión de CCPA en agua.
- Suspensión de arcillas + CCPA en agua.
- Suspensión de CCP (carbonato cálcico precipitado industrial) en agua.

Se observó que la floculación y la velocidad de sedimentación de las distintas suspensiones era muy lenta. Esta velocidad aumentaba por la adición de hidróxido cálcico; si bien, en el caso de la suspensión de arcillas la velocidad de sedimentación de los flóculos era mayor al adicionar una mezcla de CCPA con hidróxido cálcico que al añadirse simplemente el hidróxido cálcico.

En cuanto a su comportamiento en la variación de las propiedades de suelos en la obra pública, se han realizado los ensayos que se describen de forma comparativa utilizando una cantidad estándar de cal y de CCPA como correctores de las propiedades mecánicas del suelo de referencia. En la tabla 7 se reflejan los resultados obtenidos en los ensayos de plasticidad, proctor modificado, materia orgánica y C.B. R. medido en el laboratorio, con con la adición

de los citados productos en una proporción del 3 %, frente al suelo de referencia. Estos parámetros se han seleccionado por considerarse como más indicativos de las propiedades del suelo en la obra pública.

Tabla 7

PROPIEDAD		**SUELO**	**SUELO + 3 % CAL**	**SUELO + 3% CCPA**
MATERIA ORGÁNICA		0.28 %	0.21 %	0.43 %
LÍMITES DE ATTERBERG	LÍMITE LÍQUIDO	102.2	80.6	99.0
	ÏNDICE DE PLASTICIDAD	61.9	25.6	57.6
PROCTOR MODIFICADO	DENSIDAD MÁXIMA	1.311 g/cm^3	1.303 g/cm^3	1.309 g/cm^3
	HUMNEDAD ÓPTIMA	33.5 %	31.6 %	33.5 %
C.B.R. EN EL LABORATORIO	C. B. R.	4.1	12.4	3.7
	HINCHAMIENT	4.93 %	3.88 %	5.19 %

Se aprecian grandes diferencias entre la cal y los CCPA. La cal provoca modificaciones en el suelo apreciables, como era de esperar, mientras que el CCPA apenas varía las características del mismo.

4. CONCLUSIONES.

De todo lo anteriormente expuesto se puede concluir que las *espumas de cal* tienen una composición característica de un carbonato cálcico precipitado con un contenido importante de materia orgánica.

Esta composición es la correspondiente a su origen en un proceso de depuración de jugos azucarados por adición de lechada de cal y posterior carbonatación de la misma.

El contenido en hidróxido cálcico de estos carbonatos cálcicos precipitados de origen azucarero (CCPA), es prácticamente despreciable, tras un proceso de maduración, en el que hidróxido cálcico residual se carbonata por la acción atmosférica.

El comportamiento del CCPA en la consolidación y mejora de suelos para obra pública es el propio de un filler carbonatado, no apreciándose modificaciones sustanciales que puedan suponer una corrección de suelos inadecuados para la obra pública.

En definitiva el CCPA, incorrectamente denominado *espumas de cal*, no puede ser considerado un sustituto de la cal en la mejora y estabilización de suelos para obras públicas.

5. AGRADECIMIENTOS.

Se agradece la colaboración prestada a la Asociación Nacional de Fabricantes de Cales y Derivados de España (ANCADE), Azucareras Ebro Agrícolas S.L. y Laboratorio de Obras Públicas de la Junta de Comunidades de Castilla la Mancha de Ciudad Real.

6. BIBLIOGRAFÍA.

PG – 3 (Pliego de condiciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes).

UNE 103-100-1995

UNE 103-103-94.

UNE 103-204-93.

UNE 103-500-94.

UNE 103-502-95.

EFECTO DE LA CAL HIDRATADA SOBRE LAS PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS. Por el Profesor Enric Vázquez.

7. GLOSARIO.

7.1 PG - 3

Definición: El PG-3 es un Pliego de Condiciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes; constituye un conjunto de instrucciones para el desarrollo de las obras de carreteras y puentes; y contiene las condiciones técnicas normalizadas referentes a los materiales y a las unidades de obra.

Ámbito de aplicación: Las prescripciones de este pliego serán de aplicación a las obras de carreteras y puentes de cualquier clase adscritas a los servicios de la Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales, en virtud de las competencias que al Ministerio de Obras Públicas confiere la ley 51/1974, de 19 de Diciembre, de carreteras, o a los de otra dirección general del Ministerio de Obras Públicas que las tenga encomendadas, en todo lo que no sean explícitamente modificadas por el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares; y quedarán incorporadas al Proyecto y, en su caso, al contrato de obras, por simple referencia a ellas en el citado Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, de conformidad con lo que dispone el artículo 66 del Reglamento General de Contratación.

Cales para la estabilización de suelos; condiciones generales: Las definiciones, denominaciones, y especificaciones de las cales para estabilización de suelos, serán las que figuren en la UNE 80 502.

Además de lo anterior, el contenido de óxido de magnesio, según la UNE-EN 459-2, deberá ser inferior al 10% en masa. En caso de que el contenido en óxido de magnesio, cumpliendo el límite del 10%, tenga un valor superior al 7%, se determinará la estabilidad de volumen, según la UNE-EN 459-2, y el resultado deberá cumplir las condiciones señaladas para calificarlo como "pasa" en la UNE-EN 459-1. Para cales clase II, el contenido de agua libre, según la UNE-EN 459-2, deberá ser inferior al 2% en masa. Las cales para estabilización de suelos deberán presentar un aspecto homogéneo y no un estado grumoso o aglomerado. El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, indicará, previa realización de los ensayos correspondientes la clase de cal más adecuada a emplear para la estabilización de cada tipo de suelo.

7.2. Norma UNE 103-100-1995

Objeto y campo de aplicación: El objeto de esta norma es describir la manera de efectuar la recepción y el almacenamiento de las muestras de suelo destinadas para su ensayo en laboratorio así como la preparación de la cantidad e muestra necesaria para realizar los distintos ensayos de suelos, de forma que sea representativa de la total recibida en el laboratorio. El caso de muestras inalteradas se describe en las normas correspondientes a la ejecución de los ensayos donde éstas tienen lugar.

7.3.Norma UNE 103-103-94

Objeto y campo de aplicación: Esta norma tiene por objeto establecer el procedimiento para determinar el límite líquido de un suelo mediante la utilización del aparato de Casagrande.

Se define el límite líquido, a los efectos de esta norma, como la humedad que tiene un suelo amasado con agua y colocado en una cuchara normalizada, cuando un surco, realizado con un acanalador normalizado, que divide dicho suelo en dos mitades, se cierra a lo largo de su fondo en una distancia de 13 mm, tras haber dejado caer 25 veces la mencionada cuchara desde una altura de 10 mm sobre una base también normalizada, con una cadencia de 2 golpes por segundo.

7.4. Norma UNE-103-204-93

Objeto y campo de aplicación: El objeto de esta norma es especificar el método para determinar el contenido de materia orgánica oxidable de un suelo mediante permanganato potásico. En este método se determina el porcentaje de materia orgánica de la muestra como cociente entre los centímetros cúbicos de solución de permanganato 0.1 N gastados, multiplicados por el factor de normalidad y los gramos de muestra ensayados.

7.5. Norma UNE-103-500-94

Objeto y campo de aplicación: El objeto de esta norma es especificar el método para determinar en un suelo, la relación entre la densidad seca y la humedad, para una energía de compactación de 0.583 J/cm^3, y definir la densidad seca máxima y su humedad correspondiente, denominada óptima, que se puede conseguir con ese suelo en el laboratorio.

7.6. Norma UNE-103-502-95

Objeto y campo de aplicación: Esta norma tiene por objeto describir el procedimiento para determinar un índice de resistencia de los suelos denominados C.B.R. (California Bearing Ratio). Este índice no es un valor intrínseco del suelo, sino que depende de sus condiciones de estado, densidad y humedad, así como de la sobrecarga que se le aplique. El ensayo se realiza normalmente sobre una muestra compactada en el laboratorio con unas condiciones de humedad y de densidad determinadas, aunque también puede operarse en forma similar sobre muestras inalteradas tomadas en el terreno.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1 ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON ESCORIAS DE ACERÍA Y CEMENTO

STABILISATION OF SOILS WITH STEEL SLAG AND CEMENT

Marilda Barra
Directora del Laboratorio de Materiales de Construcción
Universidad Politécnica de Catalunya, Dpto. Ingeniería de la Construcción
Jordi Girona 1-3 Modulo B-1 despacho 109.
08034 Barcelona (España)
marilda.barra@upc.es

Enric Vázquez Ramonich
Director de la Sección Materiales de Construcción
Universidad Politécnica de Catalunya, Dpto. Ingeniería de la Construcción
Jordi Girona 1-3 Modulo B-1 despacho 108.
08034 Barcelona (España)
enric.vazquez@upc.es

Manuel Antomil Muñoz
Investigador
Universidad Politécnica de Catalunya, Dpto. Ingeniería de la Construcción
Jordi Girona 1-3 Modulo B-1.
08034 Barcelona (España)
manuel.antomil@upc.es

RESUMEN

La escoria de acero horno de arco eléctrico es un material caracterizado por una moderada a baja reactividad hidráulica. El objetivo de este trabajo consiste en mejorar la capacidad de soporte y la resistencia de sistemas suelo-cemento por incorporación de escoria 0/5mm. El suelo elegido es un suelo arcilloso de plasticidad media a baja común en el SO de Barcelona.

La estabilidad volumétrica es el punto central del estudio de durabilidad, llegándose a la conclusión de que los poros de la matriz sólida creada son suficientes para absorber la expansión a largo plaza del MgO. Se evalúa el impacto ambiental por lixiviación con el test NEN-7341.

ABSTRACT

Electric arc furnace steel slag is a material characterised by a moderate to low hydraulic reactivity. The objective of this work is the use of slag 0/5 mm to improve the bearing capacity and strength of soil-cement systems. The soil used is a sandy clay of medium to low plasticity, very common in the SW of Barcelona.

The long-term volumetric stability is the central point of the durability study. It is concluded that the pores of the solid matrix created are enough to absorb the expansion caused by MgO.

The leaching properties are determined with the NEN-7341 test.

PALABRAS CLAVE

Escoria de acero, suelo-cemento, resistencia, hidraulicidad, expansividad, lixiviación.

KEY WORDS

Stell slag, soil cement, reistance, hydraulicity, expansivity and leaching.

1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo pretende analizar las aplicación de las escorias de acería de horno de arco eléctrico a la estabilización de suelos con cemento. Los objetivos principales del estudio son:

- Mejorar las propiedades mecánicas de dichas estabilizaciones.
- Evaluar su estabilidad volumétrica para garantizar su durabilidad.
- Evaluar el impacto ambiental de ésta aplicación a través de ensayos de lixiviación.
- Reducir volumen de residuos, ahorrar energía y materiales primarios.

El suelo elegido para este trabajo procede de Castellbisbal, tiene carácter arcilloso y es muy común en toda la zona cercana a Barcelona. La escoria procede de siderurgia de horno eléctrico de la empresa CELSA, situada en el Polígono Industrial de San Vicente, dentro del término municipal de Castellbisbal y el cemento es un CEM II/A-L32,5 R aportado por la empresa Cementos Molins Industrial, S.A.

2. CARACTERÍSTICAS

2.1. Propiedades Físicas

Se efectuará la granulometría (graf.1) según NLT-104/91 y los límites de Atterberg según NLT 105/98 y NLT 106/98. El valor de L.L. es 31,7, L.P. es 18,9 y I.P. es 12,8.

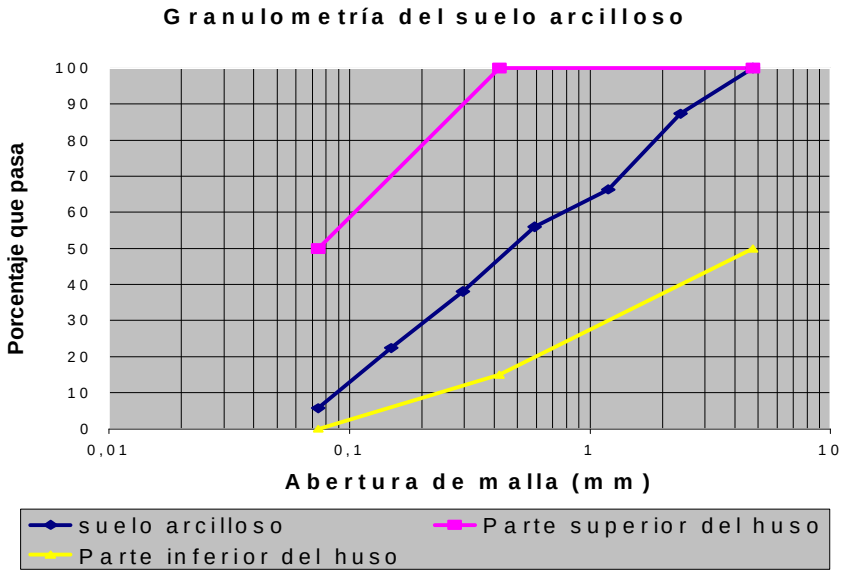


Gráfico 1. Curva granulométrica del suelo arcilloso (vía seca)

2.2. Composición química y análisis mineralógico

La composición química se ha determinado por fluorescencia de rayos X en un aparato Philips PW2400 y la composición mineralógica por difracción de rayos X por el método del polvo cristalino en un difractómetro Siemens D-500, $K_{\&}Cu$ (X= 1,5418Å).

Tabla 1. Composición química del suelo arcilloso por FRX (muestra seca)

ELEMENTO	% EN PESO
Si O_2	55,99 ± 0,83
Al_2 O_3	16,51 ± 0,33
Fe_2 O_3	6,21 ± 0,25
Ca O	5,07 ± 0,14
K_2 O	3,23 ± 0,09
Mg O	2,35 ± 0,12
Na $_2$ O	0,97 ± 0,09
Ti O_2	0,82 ± 0,02
P_2 O_5	0,34 ± 0,02
S O_3	0,12 ± 0,04

Tabla 2. Fases cristalinas del suelo arcilloso

Fases cristalinas del suelo arcilloso
Calcita (Ca CO_3)
Cuarzo (Si O_2)
Moscovita [KAl_2Si_3 AlO_{10} $(OH)_2$]
Chamosita [$(Fe, Al, Mg, Mn)_6$ $(Si, Al)_4$ O_{10} $(OH)_8$]
Microclina (K Al Si_3 O_8)

El contenido de sulfatos solubles se ha determinado según UNE 103201 y resulta ser % SO_3= 0,033.

3.CARACTERÍSTICAS DE LA ESCORIA DE ACERÍA

CELSA produce en estos momentos por machaqueo y tamizado a partir de la escoria 40-150 mm tres fracciones 10/10, 5/10 y 0/5 mm. Se ha utilizado únicamente la fracción 0/5.

3.1. Características físicas

Se ha determinado la granulometría de la fracción 0/5 mm (Gráfico.2) así como los pesos específicos y absorción según UNE 83-133-90 para áridos finos.

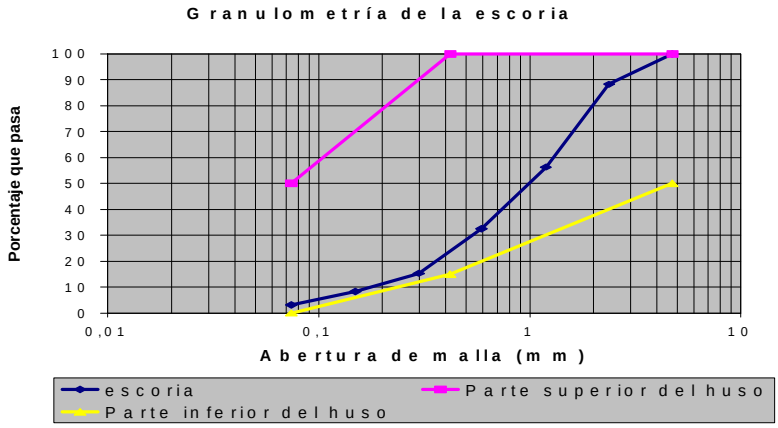


Gráfico 2. Curva granulométrica de la escoria

Tabla 3. Densidad y absorción de la arena escoria.

Peso Específico Aparente Árido seco d_s (g/cm^3)	3,12
Peso Específico Aparente Árido s.s.s. d_{sss} (g/cm^3)	3,23
Peso Específico Real d_r (g/cm^3)	3,48
Coeficiente de Absorción Ab (%)	3,29

3.2. Caracterización química y mineralógica

Se han determinado en la fracción 0/5 mm por fluorescencia de rayos X y difracción rayos X.

Tabla 4. Composición química de la escoria por FRX (muestra seca)

ELEMENTO	% EN PESO
$Fe_2 O_3$	32,56 ± 0,56
Ca O	29,49 ± 0,34
$Si O_2$	16,11 ± 0,45
$Al_2 O_3$	7,56 ± 0,22
Mg O	4,96 ± 0,18
Mn O	4,53 ± 0,04
$Cr_2 O_3$	1,42 ± 0,04
$Na_2 O$	0,84 ± 0,09
$Ti O_2$	0,78 ± 0,02
$S O_3$	0,63 ± 0,09
$P_2 O_5$	0,55 ± 0,02
$K_2 O$	0,13 ± 0,02
Cl	0,10 ± 0,04

Tabla 5. Fases cristalinas de la escoria

Fases cristalinas de la escoria
Calcita ($Ca CO_3$)
Wuestita ($Fe O$)
Periclasa ($Mg O$)
Hematita ($Fe_2 O_3$)
Gehlenita ($Ca_2 Al_2 Si O_7$)
Larnita ($Ca_2 Si O_4$)
Clinoenstatita ($Mg Si O_3$)

Es importante resaltar la presencia del 4,96 % del MgO parte del cual aparece como periclasa (oxido de magnesio libre) lo que podría representar un peligro para la estabilidad volumétrica del sistema pues este presenta expansión retardada $MgO + H_2O \longrightarrow Mg(OH)_2$. La presencia de CaO libre ha sido determinada por el método del etilenglicol y es del 0,14% lo que explica su ausencia en el difractograma. El difractograma revela por su fondo la abundante presencia de materia amorfa.

El análisis semicuantitativo de la fase amorfa de la escoria se realizó en nuestro laboratorio dentro de la tesis de L. Amaral, dirigida por E. Vázquez mediante el programa FULLPROF (Rodriguez-Carvajal, 1990) que utiliza el método de Rietveld. En la muestra analizada se introdujo un 20% de S_iO_2 como patrón. El resultado obtenido es de un 69,9 % de matería amorfa (1).

4. REACTIVIDAD HIDRAÚLICA DE LAS ESCORIAS

Se ha observado que la escoria 0/5 mm mezclada con agua presenta actividad hidráulica. Si se prepara mortero de escoria machacada (<0,6mm) y arena silicea tipo en proporción 1: 2,38 en volumen y a/c = 0,40 se obtienen probetas que ha 28 días presentan una resistencia a compresión de 0,5 Mpa.

Si la escoria 0/5 mm se utiliza para sustituir la arena silicea tipo en un mortero estándar con cemento (2) y se comparan las resistencias obtenidas a 28 días con las de un mortero tipo del mismo cemento y arena silicea estándar, las primeras resultan un 52% superiores.

El estudio por difracción de rayos X y microscopía electrónica de los productos de hidratación de la escoria revela la presencia de CSH (silicato cálcico hidratado) y de silicoaluminato cálcico no presente en la escoria anhidra (ver fig. 1).

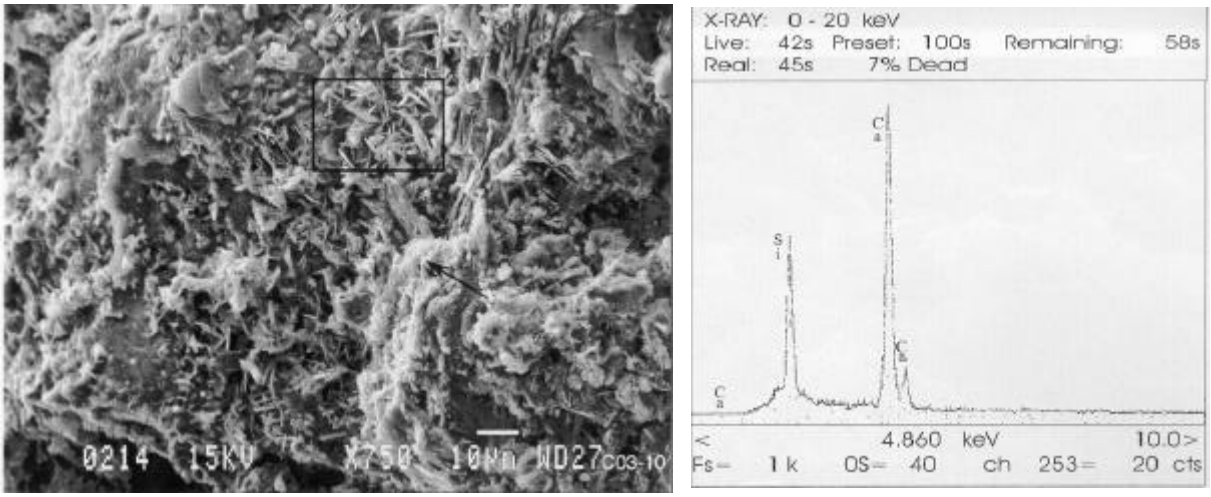


Figura 1. Aspecto de la pasta de escoria con 750 aumentos. Se observa la morfología del CSH y su analisis en el espectro. Edad 1 año.

El aumento de la resistencia en el mortero con 0/5 de escoria se explica por una combinación del efecto de los productos de hidratación con el factor mecánico que introducen la forma angulosa e irregular y la mayor resistencia de las partículas de ésta.

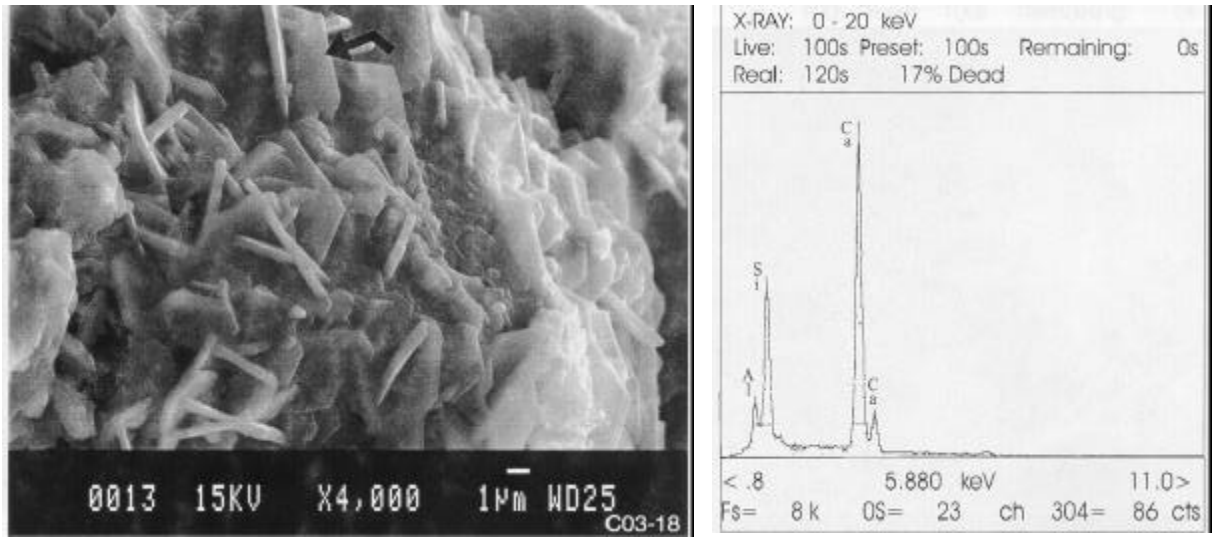


Figura 2. En esta micrografía se observa cristales hexagonales de silicatos aluminocálcicos, con análisis en el espectro. Edad 1 año.

5. CARACTERÍSTICAS DEL CEMENTO UTILIZADO

Tabla 6. Características del cemento

CEM II /A-L 32,5R UNE 80.301:96/RC-97

		CARACTERÍSITCAS DEL CEMENTO	ESPECIFICACIONES SEGÚN NORMA E INSTRUCCIÓN	VALORES HABITUALES
CARACTERISTICAS		Clínquer (%) "Filler" calcáreo (%) Componente minoritario adicional (%)	80 mínimo 94 máximo 6 mínimo 20 máximo 5 máximo	83 17 ----
	QUÍMICAS	Trióxido de azufre, (SO_3) (%) Cloruros, (Cl-) (%)	3,5 máximo 0,1 máximo	3 0,01
	FÍSICAS	Superficie específica Blaine (cm^2/g) Expansión Lc hatelier (mm) Inicio fraguado (minutos) Final fraguado (horas)	---- 10 máximo 60 mínimo 12 máximo	4000 1 150 4
	MECÁNICAS	Compresión 1 día (N/mm^2) Compresión a 2 días (N/mm^2) Compresión a 7 días (N/mm^2) Compresión a 28 días (N/mm^2)	---- 13,5 mínimo ---- 32,5 mínimo 52,5 máximo	8 18 30 40

6. ESTUDIO DE LAS MEZCLAS SUELO-ESCORIA Y DOSIFICACIÓN DE CEMENTO

El primer objetivo del estudio era probar la mejora introducida por la escoria en el suelo-cemento en términos comparativos y dado que los primeros tanteos efectuados hacían concebir muchas esperanzas anivel de las resistencias alcanzadas se precisó en la utilidad del sistema suelo-escoria-cemento como capa de pavimentos rurales. Por tal motivo se orientaron los criterios de dosificación en función de ésta aplicación, (3) sin que por ello se perjudicara al carácter comparativo del estudio.

Así el cemento elegido (II-35) resultaba adecuado, el suelo cumplía los criterios de plasticidad (IP<15) y granulometría. Se prepararon tres sistemas.

Mezcla 100/0-------100% suelo + 0% escoria 0/5 mm.
Mezcla 70/30-------70% suelo + 30% escoria 0/5 mm.
Mezcla 50/50-------50% suelo + 50% escoria 0/5 mm.

La composición granulométrica de las tres mezclas (ver tabla 7.) encaja en el huso.

Tabla 7. Composición granulométrica de las tres mezclas

Tamiz ASTM		Porcentaje que pasa		
Nº	**Abertura en**	**mezcla 100/0**	**mezcla 70/30**	**Mezcla 50/50**
4	4,76	100	100	100
8	2,38	87,4	87,64	87,8
16	1,19	66,3	63,3	61,3
30	0,59	56	48,9	44,2
50	0,297	38,1	31,3	26,7
100	0,149	22,4	18,1	15,3
200	0,074	5,7	4,9	4,35

Tabla 8. Huso granulométrico

Tamiz ASTM	% que pasa, en peso
1”	100
nº 4	50-100
nº 40	15-100
nº 200	0-50

La humedad óptima de compactación se determina por medio del ensayo Proctor Normal. Este ensayo se ha efectuado con las tres llamadas mezclas, obteniéndose los valores óptimos de la tabla 9.

Tabla 9. Humedad y Densidad de las mezclas.

Mezcla	Humedad óptima	Densidad máxima
100/0	12%	1,85
70/30	10,5%	2,10
50/50	9,5%	2,27

Para dosificar la cantidad de cemento se parte de la mezcla 100/0 preparando 3 series de 3 probetas con la compactación Proctor Normal con el 8%, 10% y 12%. La resistencia a 7 días en Mpa fue de 1,38, 1,77 y 2,00 respectivamente. Este último valor está en el ámbito de la resistencia media perseguida. Se tomó el 12 % de cemento en peso como dosificación de referencia.

Se prepararon 9 probetas con cada mezcla y con el 12% de cemento y se mantuvieron en cámara húmeda a 20±3ºC de temperatura y 95±5% de humedad hasta las edades de rotura de 7,28 y 90 días. Los resultados pueden verse en los gráficos siguientes.

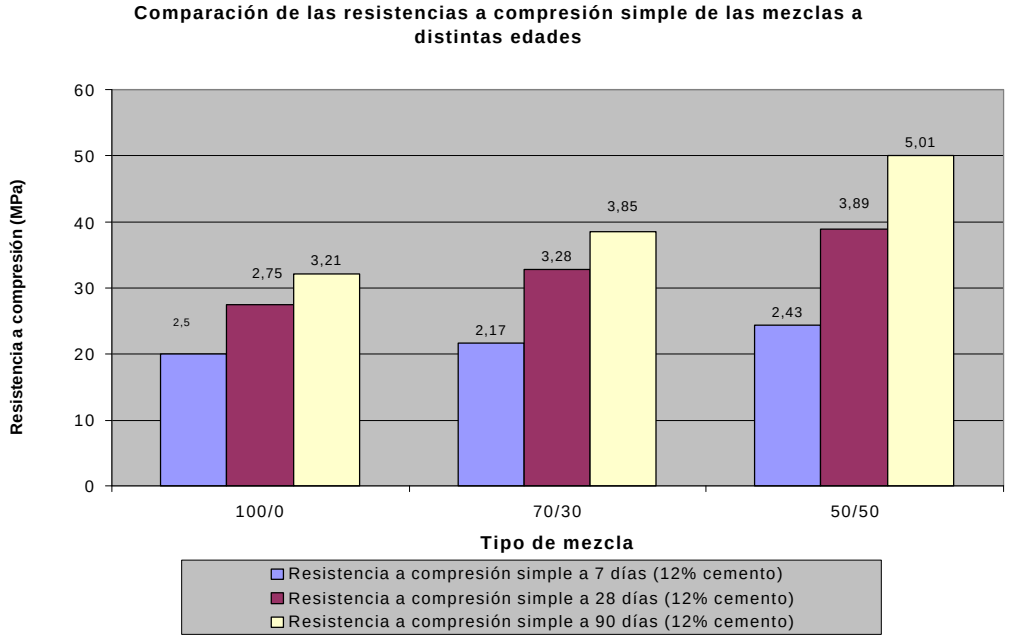


Gráfico 3. Comparación de las resistencias a distintas edades para cada mezcla

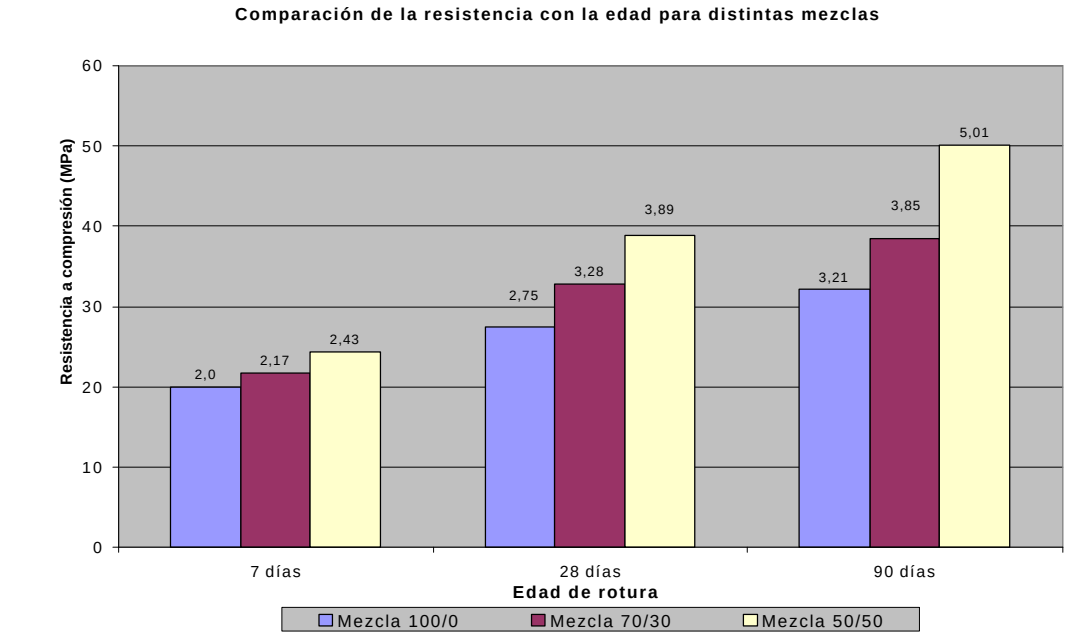


Gráfico 4. Comparación de las resistencias de las distintas mezclas para cada edad de rotura

Como puede observarse la resistencia a compresión simple crece con la cantidad de escoria de la mezcla a todas las edades siendo particularmente significativos el aumento de 28 a 90 días de la mezcla 50/50 y el paralelismo que existe en el comportamiento entre las mezclas 70/30 y 100/0 que aumentan más entre 7 y 28 días que entre 28 y 90 días.

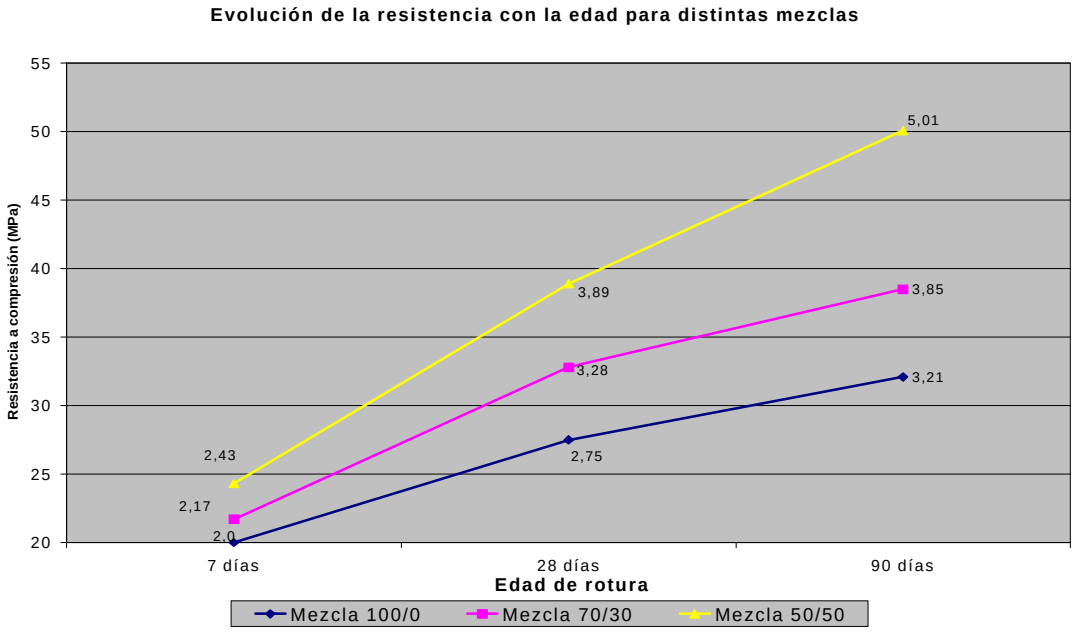


Gráfico 5. Evolución de las resistencias de las distintas mezclas para cada edad de rotura

A la vista de los buenos resultados obtenidos se decidió complementar el estudio con probeta con 8 y 10% de cemento para las mezclas 70/30 y 50/50 y romperlas a 28 días.

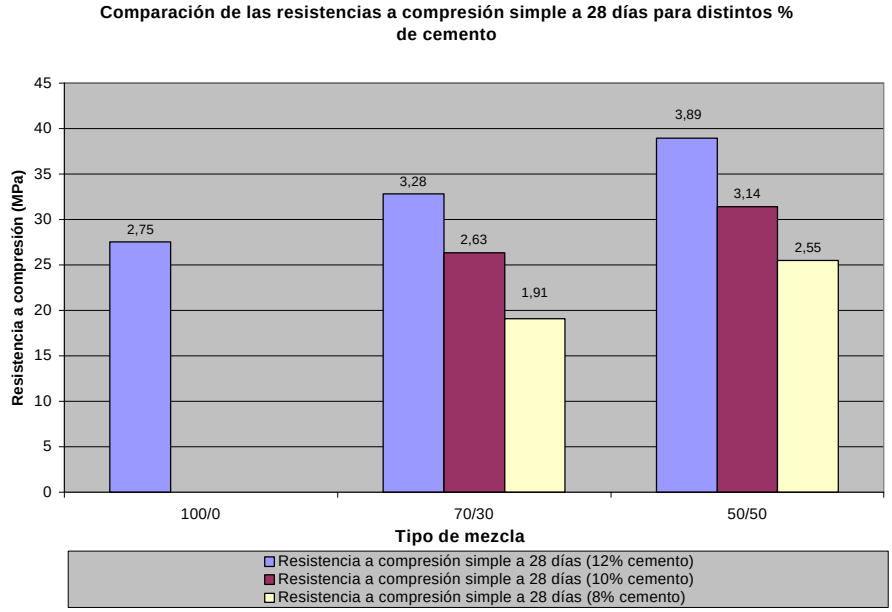


Gráfico 6. Comparación de las resistencias para distintos % de cemento en las mezclas con escoria

Estos resultados muestran como ya era de prever la mayor lentitud del aporte de resistencia de la escoria, a la vez que la posible optimización del contenido de cemento a la baja si se apunta a los 2,5-2,8 Mpa que parecen el mínimo necesario para un tráfico agrícola pesado(3).

Superaban los 2,5 Mpa, la mezcla 100/0 con el 12% de cemento, la mezcla 70/30 con el 10% de cemento y la 50/50 con el 8% de cemento. Se prepararon 15 nuevas probetas con dichas proporciones y se rompieron a 7, 28, 90,120 días y 6 meses. Los resultados figuran en el gráfico.

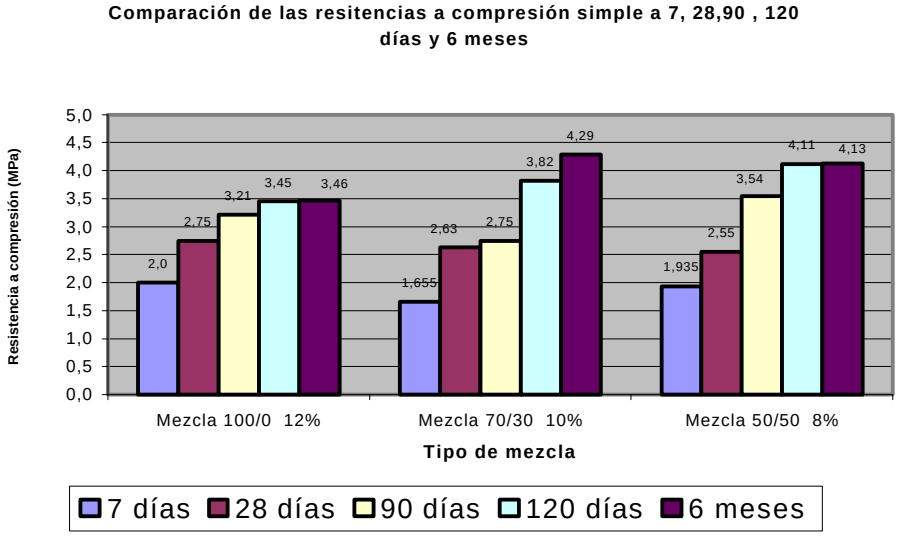


Gráfico 7. Comparación de las resistencias para distintos % de cemento en las mezclas con escoria.

En cualquier caso la dosificación de cemento y escoria puede adaptarse a las necesidades de resistencia de cualquier proyecto con suelo-cemento, siendo muy positiva la aportación de la escoria.

7. ESTABILIDAD VOLUMÉTRICA

El principal problema de la escoria cuando se utiliza en una matriz de hormigón es su carácter expansivo. En el caso de la escoria CELSA es moderadamente expansiva por causa del contenido de MgO que aunque es bajo, basta para crear problemas en el hormigón (4) Interesaba comprobar si la expansión era tolerable en el sistema suelo-escoria-cemento dado el distinto nivel de huecos y de rigidez.

7.1. El ensayo de expansión potencial ASTM D 4792-88

Se ha trabajado con 2 mezclas (100/0 y 50/50) y un 12 % de cemento en cada una de ellas para poder comparar mejor los valores de la expansión sufrida.
En este ensayo el procedimiento de preparación de las probetas es el mismo que para el CBR. Una vez confeccionados se sumergen en agua a 70º C y se mantienen en éstas condiciones 7 días. Como en el CBR se lastran con una sobrecarga de 4,45Kg. El hinchamiento se calcula por diferencia de lecturas y se expresa en % respecto a la altura de la muestra de 127 mm.

$$\%\text{hinchamiento} = \frac{L_{final} - L_{inicial}}{127} \times 100 \qquad [1]$$

A continuación se exponen los valores medios de hinchamiento registrados, que pueden considerarse muy satisfactorios:

Mezcla	% linchamiento	% absorción de agua
100/0	0,05	4,26
50/50	0,03	1,10

7.2. Ensayo de humedad-sequedad NLT-302/96

Se han preparado dos probetas de cada una de las tres mezclas con el 12% de cemento. Tras la fabricación se mantuvieron 7 días en la cámara húmeda tras los cuales se pesan y miden y se someten a 12 ciclos de 5 horas en agua a 20º C y 42 horas en estufa a 70±3º C. Cada ciclo tiene pues 48 horas. Al final de cada ciclo se pesan y miden, se cepillan con un cepillo de púas metálicas y se vuelven a pesar. Finalizados los 12 ciclos se secan a 110± 5º C en estufa hasta peso constante y se determinan sus medidas y su peso. La pérdida de peso admisible es del 7% para un suelo arcilloso.

Mezcla	% Pérdida de peso
100/0	3,54
70/30	2,70
50/50	2,74

Los cambios de volumen en cada ciclo se calcularon por;

$$\text{ÄV}(\%) = \frac{V_{final} - V_{incial}}{V_{inicial}} \times 100 \qquad [2]$$

$V_{inicial}$ = valor obtenido una vez compactadas las probetas.
V_{final} = valor obtenido tras cada ciclo.

Ninguna de las probetas ensayadas en ningún ciclo, ni al final superan el 1% de cambio de volumen, observándose a menudo valores negativos. Se respeta pues el límite del 2%, aunque las mezclas no muestran ninguna ley entre ellas.

8.ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL POR LIXIVICIÓN

La lixiviación es la liberación de componentes inorgánicos y orgánicos de un material, como en nuestro caso el suelo-escoria-cemento, en contacto dinámico o estático con el agua.

Entran en función los mecanismos de lavado superficial, disolución y difusión de contaminantes por el interior del sólido. En el caso de la escoria es interesante controlar la lixiviación de materiales pesados, aunque numerosos ensayos efectuados con anterioridad en nuestros laboratorios permiten considerar a la escoria estudiada como un residuo inerte.

Para valorar la influencia de la estabilización que representan las mezclas suelo-escoria-cemento se ha elegido el ensayo holandés NEN-7341, llamado de disponibilidad, que da el valor de contaminantes lixiviados en condiciones externas(5). El ensayo efectuado sobre la mezcla 50/50 por ser la de mayor contenido en escoria, consiste en la suma de dos extracciones sucesivas a pH7 y a pH4 que son analizadas con un aparato de ICP (fuente de plasma). Las condiciones se expresan en la tabla 10.

Tabla 10. Definición del Test NEN-7341

	Primera extracción	**Segunda extracción**
Relación líquido/sólido (ml/g)	50/1	50/1
Estado del sólido	100% pasa por tamiz nº200 ASTM 24 horas en estufa a 40º	100% pasa por tamiz nº200 ASTM
Agente lixiviante (líquido)	Agua desionizada + HNO_3 1M	Agua desionizada + HNO_3 1M
Tiempo de extracción (horas)	3	3
"pH"	7,0 ±0,5	4,0±0,5
Tipo de agitación	Magnética	Magnética
Número de extracciones	2	2
Resultado	Suma de las dos extracciones en mg/Kg (mg del elemento contaminante / Kg de muestra seca)	

El ensayo es especialmente duro pues al haber un tratamiento a pH4 se pierde parcialmente la capacidad tamponadora de la matriz de cemento, aumentando la solubilidad de los metales

retenidos. Se puede decir por tanto que si el sistema supera este ensayo podrá considerarse ambientalmente seguro.

Los resultados obtenidos se recogen en la siguiente tabla, corresponden a mg de cada elemento con respecto a Kg. de muestra seca:

Tabla 11. Lixiviados según Test NEN – 7341

MATERIAL	Metales (mg/Kg)							
	Ba	**Cd**	**Cu**	**Mn**	**Ni**	**Pb**	**Cr**	**Zn**
Suelo arcilloso	136,2 ± 3,7	<0,25	1,1 ± 0,05	<0,25	3,12 ± 0,27	<2,5	0,85±0,1	50 ± 3,9
ESCORIA	350	<0,6	<1,45	960	<2,9	<2,9	<1,45	75,1
Mezcla 50/50	9,925 ±0,52	<0,25	0,9	16,42 ±2,77	2,15	<2,5	<0,5	5,42 ± 0,02

Se ha aplicado el Test NEN-7341 a una muestra de escoria pura y a la mezcla más rica en escoria. De esta manera se puede profundizar en el estudio utilizando las concentraciones de metales en el material, respecto a la concentración de estos en el residuo (la escoria). Consiste en medir el grado de fijación o de retención de los contaminantes en la matriz del sistema, valor que viene dado en la expresión siguiente:

$$\text{fijación} = 100 * \left(1 - \frac{c_{lix}}{c_{tot}} \right) \qquad [3]$$

donde:

c_{lix} es la concentración del metal lixiviado

c_{tot} es la concentración total del metal en la escoria

El resultado de aplicar la expresión anterior a los datos de la tabla se recoge en la siguiente tabla:

Tabla 12. Porcentaje de fijación de los metales

Mezcla	Fijación de metales (%)							
	Ba	**Cd**	**Cu**	**Mn**	**Ni**	**Pb**	**Cr**	**Zn**
50/50	97	100	100	98	100	100	100	93

Como se aprecia, los porcentajes de fijación son elevados. La disponibilidad de metales pesados en el material, ante las condiciones del proceso de lixiviación NEN-7341 [25], es muy baja, a pesar de la destrucción de gran parte de la capacidad tamponadora de la pasta de cemento hidratado. Respecto a los valores del suelo arcilloso se añaden en el texto como una información más.

9.CONCLUSIONES

La introducción en un suelo-cemento de escoria de acería de horno de arco-eleéctrico en tamaño 0/5 mm preparada en fábrica a partir de la escoria 40/150 mm por machaqueo y tamizado en un suelo-cemento mejora de forma importante sus prestaciones mecánicas, ofreciendo amplias posibilidades al proyectista en su aplicación como explanada, capa del firme, especialmente en pavimentos rurales. La cantidad de escoria dependerá de las exigencias del proyecto, pero con una mezcla suelo-escoria 70/30 pueden alcanzarse excelentes resultados. Los sistemas estudiados son durables, estables volumétricamente y su impacto ambiental medido a través del severo ensayo de lixiviación NEN-7341 es totalmente asumible tanto por que cumple con los valores máximos tolerados por la legislación holandesa al respecto, como por el alto poder de retención que introduce el cemento aun en condiciones muy adversas.

BIBLIOGRAFÍA

(1) y (2) – A. Amaral (tesis) - Dirigida por E. Vázquez, pp. 73-117, UPC, Barcelona, (1999).
(3)– Dal-Ré, R ,Caminos Rurales. Proyecto y Construcción, cap 4, pp. 106-107, Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación, Madrid, (1996).
(4) M. Barra et al., Study of the Potential Expansivity of Steel Slag for Their Use as Aggregate in concrete. Proceed. Int. Sem. On Recycled Concrete, Niigata (Japan), pp. 87-106, Niigata (2000).
(5) Van der Sloot et al.H.A., Kosson, D.S., Eighmy, T.T. Comans, R.N.J. and Hjelman, O. Approach towards International Standarization a Concise Scheme for Testing of Granular Waste Leachability. Environmental Aspects of Construction with Waste Materials, J.M. Goumans, H.A. Van der Sloot, Th. G. Aalbers (editors). Elsevier Science B.V. pp 63-76,1994.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

LA ESTABILIZACION IN-SITU DE MATERIALES NATURALES EN CAPAS DE FIRMES: EXPERIENCIAS EN SUDÁFRICA

IN SITU STABILISATION OF NATURAL MATERIAL AS PAVEMENT LAYERS: EXPERIENCES IN SOUTHERN AFRICA

J. Calitz
Shareholder, Pavement and Material Section
AFRICON Consulting Engineers
P O Box 905, Pretoria
0001 South Africa
johanc@africon.co.za

A.J. van Wijk
Director, Pavement and Material Section
AFRICON Consulting Engineers
P O Box 905, Pretoria
0001 South Africa
ianvw@africon.co.za

RESUMEN

En Sudáfrica, las bases y subbases estabilizadas con cemento se han utilizado de forma extensiva en firmes de nueva construcción y en el refuerzo y conservación de firmes ya existentes. Más del 80% de los firmes de caminos rurales tienen al menos una capa de material estabilizado químicamente.

Esta comunicación describe la metodología de diseño utilizada en Sudáfrica para los firmes y materiales estabilizados in situ, así como los métodos constructivos y las propiedades de los materiales habitualmente estabilizados.

Gravas naturales que no podrían ser utilizadas debido baja capacidad portante, granulometría inadecuada o altos índices de plasticidad, se han empleado con éxito en la construcción de firmes con capas estabilizadas con cemento. Entre los materiales que aborda esta comunicación se encuentran arenas, granitos descompuestos, o doleritas y lateritas que han sufrido procesos de envejecimiento.

Se mencionan típicos problemas constructivos como así también las conclusiones alcanzadas en el uso de la estabilización de materiales naturales con cementos.

ABSTRACT

In Southern Africa cement stabilisation of the base and subbase layers has been used extensively for new construction and in the rehabilitation and upgrading of pavements. More than 80% of all rural pavements in this region utilise a chemical stabilisation product in at least one pavement layer.

This paper describes the pavement and materials design approach for in situ stabilisation used in Southern Africa as well as the construction procedures and the properties of typical stabilised materials.

Natural gravel materials which can not be used untreated because of low bearing capacity, insufficient grading or high plasticity have been used successfully as cementitious stabilised pavement layers. Materials which are discussed includes sands, decomposed granites, weathered dolerites and laterites.

Typical construction problems are addressed and conclusions made on the use of in situ cement stabilisation.

PALABRAS CLAVE

Estabilización, reciclado, in situ, cemento.

KEY WORDS

Stabilisation, recycling, in situ, cement

INTRODUCTION

Stabilisation refers to the treatment of soil or gravel in order to improve its stability and bearing capacity. Mechanical stabilisation is the process where 2 or more soils which are exhibiting unacceptable properties are mixed together. Chemical stabilisation is when products such as cement, lime or bitumen emulsion are added.

In Southern Africa cement stabilisation of the base and subbase layers has been used extensively for new construction and in the rehabilitation and upgrading of pavements. More than 80% of all rural pavements in this region utilise a chemical stabilisation product in at least 1 pavement layer. The typical Southern African pavement design would consist of a crushed stone or cemented base and cement stabilised subbase with natural gravel selected layers. A thin asphalt surfacing, usually 40mm thick or alternatively a double or single bituminous seal, depending on the design traffic, would form the surfacing.

Frequently used rehabilitation options include:

- Stabilisation of the in situ granular or stabilised layer with cement as subbase and the addition of a high quality crushed stone or bituminous base. The thickness of this stabilised layer is normally 125 or 150 mm.

- Stabilisation of the in situ granular or stabilised layer with cement to serve as subbase and base depending of the thickness. The thickness of the in situ stabilised layer normally range between 125 mm and 300 mm. The thicker layers are constructed in 1 or 2 layers depending on the equipment used.

This paper describes the pavement and materials design approach for in situ stabilisation used in Southern Africa, the construction procedures and properties of typical stabilised natural materials.

Most of the naturally available materials for road-building in general do not have adequate qualities (i.e. grading, plasticity and bearing capacity) to be used untreated in roads other than those with very low traffic volumes. However, these materials have been used very successfully over many years in cementitious stabilised pavement layers. The most commonly used natural materials include sand, weathered dolomites, decomposed granites and pedogenic materials (e.g. calcrete and laterites). Experiences with these commonly available materials are discussed. Typical cement stabilised test results of the different natural gravel material are compared.

Conclusions made include comments on the cost effectiveness of in situ cement stabilisation, the very good long-term performances of these layers in Southern Africa and the advantages in terms of maintenance. The importances of adjustments to the standard specifications based on experience with particular materials are emphasised.

PAVEMENT AND MATERIAL DESIGN USING STABILISED LAYERS

Pavement Design

In Table 1 typical Southern African pavement designs for the same class and road category are shown.

Table 1: Typical Southern African Pavements with Stabilised Layers (1-3 Million Standard Axles)

LAYER	GRANULAR BASES	HOT MIX ASPHALT BASES	CEMENTED BASES
SURFACING	30 –40 mm Asphalt Surfacing or double surface dressing		
BASE	125 mm High Quality Crushed Stone	80 mm Asphalt	150 mm Stabilised Gravel (C3)
SUBBASE	150 mm Stabilised Gravel (C3)	250 mm Stabilised Gravel (C3)	200 mm Stabilised Gravel (C4)
UPPER SELECTED	150 mm Natural Gravel (Min CBR = 15 @ 93% Mod AASHTO)		
LOWER SELECTED	150 mm Natural Gravel (Min CBR = 7 @ 93% Mod AASHTO)		
ROADBED	Natural Gravel (Min CBR = 3 @ 93% Mod AASHTO)		
C3 & C4: See Table 2 for details			

Material Requirements

Cemented materials are categorised in Southern Africa according to their design strength as shown in Table 2.

Table 2: Requirements for Stabilised Pavement Layers

	TYPE OF STABILISED LAYER	
CRITERIA	**C3**	**C4**
MATERIAL BEFORE TREATMENTS Strength (CBR) @ % Mod AASHTO	Natural Gravel >25@95%	Natural Gravel >25@95%
Max Swell @ 100% Mod AASHTO	1,0	1,0
Max Plasticity Index (PI)	12 or 3GM+10	12 or 3GM+10
Min Grading Modulus (GM) Max Grading Modulus (GM)	1,2 2,6	1,2 2,6
MATERIAL AFTER TREATMENT		
Unconfined Compressive Strength @ 100% Mod AASHTO (MPa)	Min 1,5 Max 3	Min 0,75 Max 1.5
Indirect Tensile Strength (kPa) @ 100% Mod AASHTO	Min 250	Min 200
Durability	Some road authorities specify a maximum percentage loss in fines after 12 cycles of the wet-dry brushing test. Criteria for the maximum percentage mass loss range from the standard 14% to 40%	
GM: Grading modulus		

General Guidelines
The following are general guidelines when considering stabilisation:

- Material with a plasticity of less then 8 is normally suitable for cement stabilisation. This includes sandy soils and gravels. Some materials such as sandstone and chert sometimes contain amorphous silica which, although the plasticity is low, reacts with lime to form the necessary cementation products and should thus be considered for stabilisation with lime.

- When the plasticity of the material is high, usually more than 14 and enough clay minerals are present in the material, lime will be the choice as stabiliser. Materials containing kaolinite as the basic clay mineral usually have a fairly low plasticity index with a high liquid limit and lime should be considered for stabilisation.

- Materials with a plasticity index of between 8 and 14 or with a high plasticity index and low percentage of active clay are suitable for stabilisation with mixtures of lime and milled blast furnace slag or fly ash. Milled blast furnace slag and fly ash is non-reactive on its own and hydrated products form when mixed with lime. Typical mix proportions would be 20 percent lime with 80 percent slagment.

- Silty or fine sandy materials may exhibit a high liquid limit because of the high surface area of the particles. This material will not react with lime because of a lack of clay particles. Cement stabilisation will increase the strength but the high cement demand will tend to make stabilisation uneconomical.

Stabilisation Mix Design
The procedure followed in Southern Africa for the stabilisation mix design is the following:

- Sampling: Material are sampled from borrow pits, cuttings, commercial sources or during construction. Test pits are profiled and samples from different soil horizons are taken for laboratory testing.

- Initial Laboratory Tests: These include indicator tests such as the grading, Atterberg Limits (Plasticity Index and Grading Modulus) and California Bearing Ratio (CBR) Strength tests. These tests will indicate whether the material can be stabilised economically and the type and quantity of the stabilising agent most likely to be required. Test results may also indicate whether a material would require modification to be used as natural gravel.

- Stabilisation Options: When cementation is not a structural requirement the material can be modified by the addition of a stabilising agent to reduce its plasticity, swell and shrinkage and improve its strength characteristics. When cementation is required to obtain a rigid pavement layer, sufficient stabilising agent should be added to ensure that the required structural strength is met.

- Selection of the stabilising agent: Factors, which should be taken into account, is the physical properties of the material such as the liquid limit, plasticity index and amount

of clay minerals. Other factors are the purpose of the stabilisation namely modification or cementation and also the relative availability and cost of different stabilising agents. Also see the paragraph on stabilisation options.

- Quantity of Stabilising Agent: Initial Lime Consumption tests are done to determine the amount of lime required to react with the clay minerals or amorphous silica. For cement stabilisation the prescribed strength test (Unconfined Compressive Strength or Indirect Tensile Strength) is done at 3 percentages of cement to determine the percentage cement required. In addition a wet dry durability test is done in cases where the Initial Lime Consumption is less than 3 to determine the resistance to abrasion or scouring of water. For lime stabilisation strength tests are carried out at the lime demand percentage as well as two higher percentages to determine the stabiliser content that satisfies the strength parameters. An accelerated curing process is used for lime stabilisation strength tests. Other stabilising agents which are often considered are cement or lime blends with milled blast furnace slag or fly ash.

- Specifying the Stabiliser Content: In Southern Africa a statistical judgement is used for acceptance control during the construction process. This means in practice that some of the tests are allowed to have a lower percentage of stabilising agents than what is specified. To ensure that the minimum specified requirements are met it is standard practice to multiply the design stabiliser content (from laboratory tests) by a factor of 1.3 to 1.6 to determine the specified stabiliser content.

CONSTRUCTION OF STABILISED LAYERS

The typical construction of stabilised layers in Southern Africa can be summarised as follows:

- Preparation of the layer: For conventional stabilisation the layer should be broken down, oversize material removed and then mixed, watered, shaped and slightly pre-compact. For in situ recycling it might be necessary to recycle once in order to break down oversize material and to ensure that the layer is slightly damp.

- Spreading of cementitious stabilisers: Stabilising agents are packed in pockets along the road, opened and spread evenly with shovels, rakes or brooms. Another method is bulk spreading by means of a mechanical spreader.

- Mixing in of stabiliser and water: Mixing in can be done using an in situ method or a plant mixed method. The in situ method is more widely used and consists of the conventional methods such as mixing with a plough or with rotary mixers or the in situ recycling process. Plant mixed methods is where the material is mixed with stabiliser and water in a pug-mill and then laid by paver or levelled by grader and then compacted.

- Compaction: Stabilised material should be compacted at a moisture content of below 80% of saturation to prevent cracking. The moisture content for 80% saturation is normally between 1% and 1.5% below optimum moisture content although some material, such as weathered granite has a moisture content for 80% saturation of above

the optimum moisture content. Because of a change of grading in the material after the stabilising agent has been added the compactibility of the layer may become more difficult than without the agent. Lighter rollers are preferred to prevent the formation of shear planes under the roller which should be prevented at all costs.

- Curing: The curing process is the most important aspect of stabilisation. At no period during this process should the layer be allowed to become dry. Keeping the layer damp prevents carbonation of the stabiliser and provides enough moisture for cementation to take place. A minimum period of 7 days is normally specified. Watering is allowed for a maximum period of 24 hours, although a fog spray, which will not damage the layer, is allowed for 7 days. Further prevention of drying out can be done by covering the layer with the next layer required, a thin temporary layer or with a curing membrane which can also be the specified prime. There is some disagreement about the use of a prime or curing membrane during the initial 7 day curing period as some experts say that this could lead to development of thermally induced cracking.

- Priming: South African specifications differ on the issue of priming. While some road authorities specify that the prime should be applied within 24 hours of construction others are very specific that no priming should be done until at least 7 days of continuous water curing in the form of a fog-spray has been completed. The main function of the prime is to prevent air or water containing carbon dioxide from entering the stabilised layer and causing carbonation of the stabiliser. Tar primes, which penetrate the layer is not recommended as the oils may stop the cementing process and tar acids may cause the cementation products to break down. Bitumen emulsion or cutback bitumen should be applied at a rate which will ensure a thick continuous film to withstand construction activities.

EXPERIENCE WITH COMMONLY AVAILABLE NATURAL MATERIALS

This section reports on properties of commonly available natural material stabilised with cement, as well as experiences during construction.

Sands

Good natural gravel is a scarce commodity in Mozambique and the most common material for the majority of road construction projects is windblown sand. A typical sandy material is the Red Beira Sands. The material is sometimes slightly silty and not completely non-plastic. Other sands commonly used in Mozambique change from orange to yellow in colour. These sands normally do not fall within the minimum specification as required for material to be stabilised. A minimum grading modulus of 1,5 is required according to South African specifications. The grading modulus is determined from the average percentage material retained on the 2mm, the 0,425 and the 0,075mm sieve sizes during the grading analysis of the material. Typical grading moduli values for the Mozambican sands varied between 0,73 and 0,95.

Very high percentages of cement are sometimes required to stabilise the sands to within specifications. The South African specifications require an Unconfined Compressive Strength (UCS) of 750 kPa and 1500 kPa at 100 percent of Modified AASHTO density for a C4 and C3 material respectively. A C3 material would form a typical cement stabilised base and a C4 material a cement stabilised subbase.

In Figure 1 typical cement stabilised test results are shown for three different Mozambican sands. They are compared with other typical material used in Southern Africa. These are weathered granite and laterite. Laterite (also called Plinthite in the USA) is a pedogenic material, which have been cemented by iron oxides due to the decomposition of primary minerals. The UCS values of different compaction efforts, expressed in percentage of Modified AASHTO density, are shown for stabilisation with 2 percent cement. Grading moduli (GM) values of the materials are also indicated. The following conclusions can be made from Figure 1:

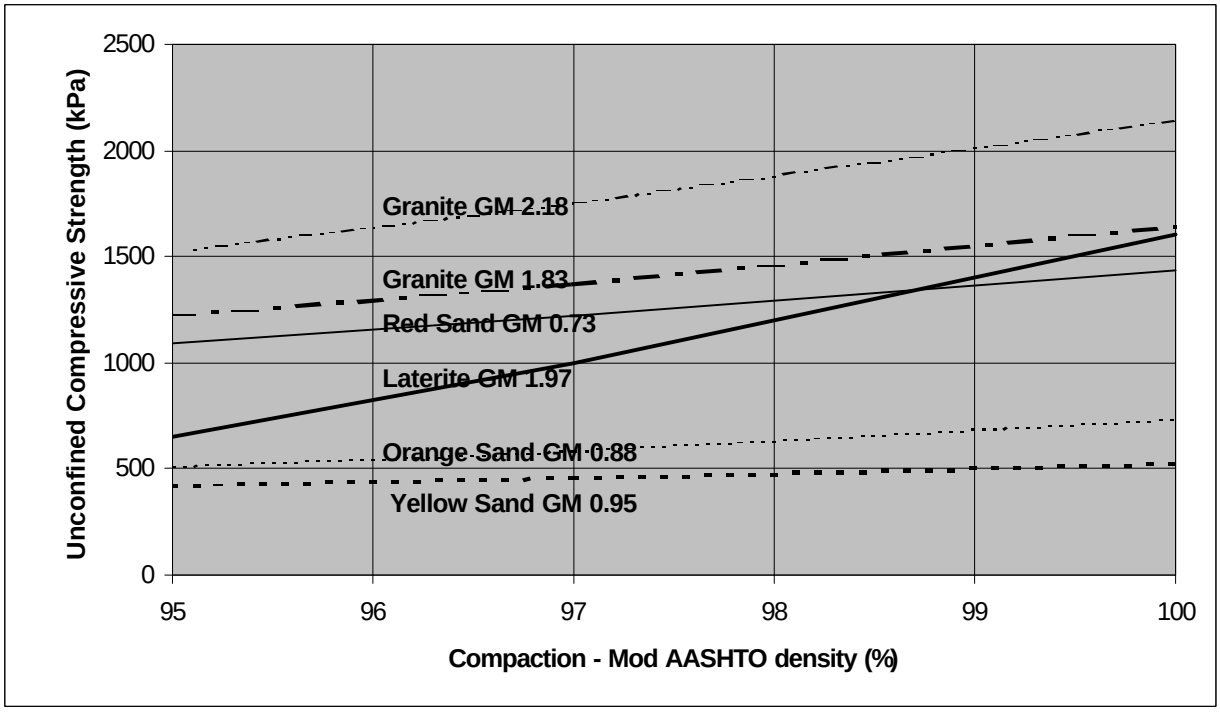


Figure 1: Materials stabilised with 2% cement

- For the more conventional material such as granite and laterite, the coarser material with the highest grading modulus has the higher UCS value. The material with the lowest GM has the lowest UCS values.

- For the sands the relationship between UCS and GM seems to be the inverse. The material with the lower GM, namely the Red Sand has the highest UCS values. The Yellow Sand with the highest GM value also has the lowest UCS values.

- It is also clear from the figure that it would be very difficult to achieve UCS values of 1500 kPa for the Orange and Yellow Sands and that they would probably only be good enough for C4 stabilised material with a UCS of 750 kPa minimum at 100% of Modified AASHTO density.

One of the most common problems incurred during construction is the formation of a loose layer on top of the stabilised layer. This can be caused by one or more of:

- Improper or over compaction using the wrong equipment or too many passes

- Improper curing of the stabilised layer

- Inadequate amounts of cement to complete the stabilisation process

- Improper construction where untreated material was cut-back onto the pavement layer to achieve the level requirements

The occurrence of these problems have led to the implementation of the following:

- Curing: Curing by means of placement of the next layer within 24 hours after compaction is preferred. However, for a base, curing should be by means of a curing membrane that can act as a prime coat or the placement of a thin temporary sand layer, rather than by continuous wetting. The latter has proved to be more detrimental than advantageous in hot climates. The application of a prime, even a tar prime, will reduce the erodibility, but only if the stabilised layer has had some curing – preferably full curing.

- Amount of cement: The determination of the required amount of cement based on the strength (UCS) alone has not been successful on all projects. This has resulted in cement contents which were too low and made the layer prone to erosion and a slow gain in strength at the upper (exposed) portion of the layer. The AASHTO recommended criteria of 14% mass loss after 12 wet-dry brushing cycles was found to be too stringent. Research led to the following recommendation as guide for stabilised sands.

  Base: mass loss (ASTM test) < 20%
  Subbase: mass loss (ASTM test) < 30%
  Shoulder: mass loss (ASTM test) < 30%

  The Berea Red Sand tested must be stabilised with at least 3,5% cement to be considered non-erodible as subbase and similarly with 4,5% cement as base.

Dolerites:
Dolerites occur as the only road building material over a large area of central South Africa. It can be described as a basic crystalline rock which contains little or no quartz. It formed when lava had to force its way along zones of weakness in the covering sedimentary layers. These intrusions or dykes of dolerite can weather to boulders and granular form which is used in natural or stabilised form in pavement layers. It is not suitable for road building material when weathered to swelling clays.

In Figure 2 typical stabilisation test results (Unconfined Compressive Strength, UCS) are shown for different samples of dolerite at different grading moduli (GM). The following conclusions can be made:

- The UCS values decreases as the grading modulus of the materials become less.

- The material shows a typical increase in strength with increasing compaction effort.

- Higher strengths are achieved than those of similar road construction materials such as the granite in Figure 1.

- Typical grading moduli values are higher than those of the materials in Figure 1.

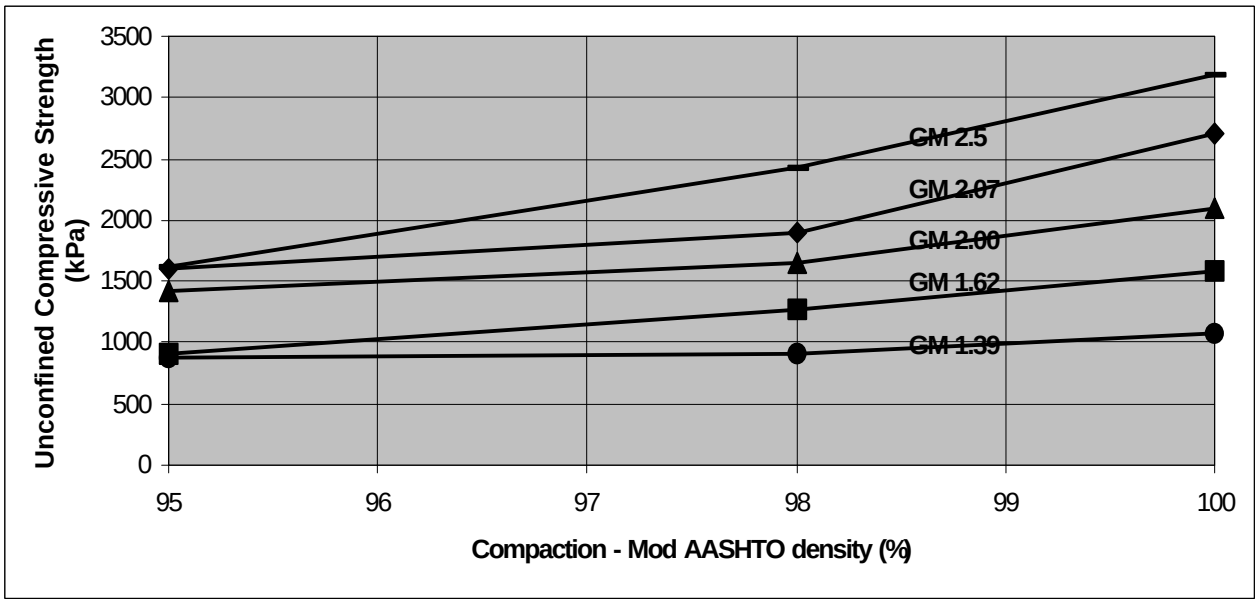


Figure 2: Dolerite Stabilised with 2,5% cement

A problem often experience with a certain type of dolerite is obtaining acceptable Indirect Tensile Strength (ITS) values. Acceptable UCS values are easily achieved, while adequate ITS values can only be achieved at high cement contents.

Compliance to the ITS requirement results in stabilised layers with high cement contents and high strengths causing excessive cracking. The main reason for the poor correlation between UCS and ITS has been found to be the fines matrix and the ITS test. Specimens with larger size particles in a matrix of bound fines typically show inconsistencies between UCS and ITS results, since the results of the UCS test (a compression action) reflects the aggregate-on-aggregate resistance, while this is not reflected in the ITS test (a pulling action).

Weathered Granites

Granite can be described as an acid crystalline rock. In Southern Africa it forms part of the basement complex around and on which younger rocks formed. It has a high percentage of quartz. Although often used as road building material, care should be taken because of weathering to kaolinite clay and possible collapsible structure when the binding effect between quartz particles loses strength during saturation under load.

In Figure 1 typical stabilisation test results (UCS) are shown for granite compared to sands and laterite. Granite showed an increase in strength (UCS) with higher grading moduli values and with increase in compaction effort. Higher strengths were achieved than those of sand and laterite but not as high as those of the dolerite in Figure 2.

During recent in situ stabilisation of a weathered granite base, the following problems were experienced:

- It was difficult to achieve the specified compaction (98% of Modified AASHTO density). This phenomena was experienced even on sections where all the underlying pavement layers were reconstructed and could not be ascribed to poor subgrade compaction.

- A thin loose layer formed at the top of the compacted layer. This is often called a biscuit layer in Southern Africa.

- A high variation in the in situ moisture content was experienced. This made the compaction process difficult as the amount of water added during the stabilisation process varied.

- The in situ recycling process broke down the already weathered material and tests showed an inconsistent grading of the material. This would probably not happen if the material was bladed and mixed thoroughly using conventional stabilisation methods.

- A general problem experienced on several projects was the period available for completion of compaction and finishing after the stabilising agent comes into contact with the natural gravel. The maximum time allowed for this period is 6 hours but it was found that this time reduced drastically in the hot arid areas which form large parts of Southern Africa. With daytime temperatures sometimes reaching 45ºC keeping the material at the correct mixing moisture content for the mixing and compaction period was difficult.

CONCLUSIONS

- The in situ stabilisation of natural material as pavement layers is a cost-effective way of construction roads. Natural gravels which could not normally be utilised due to high plasticity, poor grading or low bearing capacity could be stabilised for use as base or subbase layers. Cost savings were achieved mainly due to lower transportation cost and because the cost of buying material from commercial sources were eliminated.

- Stabilised layers in Southern Africa have provided very good long-term performance. Eighty percent of rural roads has at least one stabilised layer and most have performed well for the last 50 years.

- Stabilised pavement layers needs less maintenance. In countries such as Mozambique cement stabilised bases are preferred to any other kind of base due to the fact that very little maintenance is required and it was found that potholes do not form easily in stabilised layers.

- It is important that the design methods and standard specifications are adhered to. These include the requirements of the material before stabilisation, such as grading, plasticity and strength, and requirements after stabilisation such as strength (UCS, ITS) and durability.

- Experienced gained on the use of different materials can lead to adjustments during the design period. It has been proved that sands with GM values outside the specification can be stabilised successfully. Special consideration with regards to curing is required on sand stabilised layers and recommendations for durability tests on these layers are provided.

- Poor correlation with regards to UCS and ITS tests on dolerite stabilised material were found. The ITS test might not be the correct test method for dolerites and further research is being done on this subject.

- Compaction problems, loose biscuit layers, the high variation in moisture content and inconsistent grading of recycled material were some of the problems experienced during the in situ stabilisation of weathered granite. These factors need special attention and the mineral composition of different granite materials should be investigated at the design stage.

- Finally it can be concluded that stabilisation and especially in situ stabilisation has a bright future in Southern Africa. It is a technical subject and requires the input of specialists during the design and construction process but it can and has lead to the construction of very cost effective and high performance roads in the region.

REFERENCES

(1) Brink, A.B.A. *Engineering Geology of Southern Africa.* Volume 1. Building Publications, Pretoria (South Africa), 1979

(2) Brink, A.B.A. *Engineering Geology of Southern Africa.* Volume 3. Building Publications, Pretoria (South Africa), 1983

(3) *Structural design of flexible pavements of interurban and rural roads.* Department of Transport. (Technical Recommendations for Highways: Draft TRH4). Pretoria (South Africa), 1996.

(4) *Guideline for road construction materials*. Department of Transport. (Technical Recommendations for Highways: TRH14). Pretoria (South Africa), 1985.

(5) *Standard methods of testing road building materials*. Department of Transport. (Technical Methods for Highways: TMH1). Pretoria (South Africa), 1986.

(6) *Cementitious stabilisers in road construction*. Department of Transport. (Technical Recommendation for Highways: Draft TRH13). Pretoria (South Africa), 1986.

(7) *Chemical Stabilising*. Department of Transport (Manual M5). Pretoria (South Africa), 1987.

(8) *SATCC Draft Standard Specifications for road and bridge works*. CSIR Transportek. Pretoria (South Africa), 1998.

(9) *COLTO Standard Specifications to road and bridge works*. Department of Transport. Pretoria (South Africa), 1998.

(10) *Provision of consultancy services for the detailed engineering design and supervision of construction for National road EN1 from Inchope to Gorongosa in Central Mozambique*. AFRICON Consulting Engineers (Design Report). Pretoria (South Africa), 2001.

(11) De Beer, M. and Visser, A.T. *Erodibility of cementitious subbase layers in flexible pavements.* 5th Conference on Asphalt pavements for Southern Africa. Pretoria (South Africa), 5-9 June 1989.

(12) *Provision of consultancy services for the design and supervision of the emergency repair of road EN1 between Inharrime and Nova Galega, Mozambique.* AFRICON Consulting Engineers (Design Report). Pretoria (South Africa), July 1999.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACION DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPANA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

LIME AND CEMENT TREATED SILT- USE IN FOUNDATION AND BASE COURSES FOR ROADS IN NORMANDY (FRANCE)

LIMOS TRATADOS CON CAL Y CON CEMENTO - EMPLEO EN SUBBASES Y EN BASES DE CARRETERA EN NORMANDIA (FRANCIA)

J-H. Colombel
Head of Pavement Design Department
Jean-Hughes.Colombel@equipement.gouv.fr

J-C. Valeux
Engineer, Pavement Design Department
Jean-Claude.Valeux@equipement.gouv.fr

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées
BP 245
F 76 121 Le Grand Quevilly cedex

RESUMEN

El suelo de la región de la Alta-Normandía se compone generalmente de limo de poca plasticidad pero de alto contenido en agua debido al clima lluvioso. El empleo de estos suelos en explanaciones sólo es posible después de un tratamiento in situ con cal viva. En los últimos 30 años se ha desarrollado también una técnica de doble tratamiento con cal y con cemento para su empleo como explanadas que requieran una buena resistencia ante los efectos del tráfico y ante los fenómenos de heladas y deshielos. Con el paso del tiempo las diversas mejoras realizadas en los equipos de tratamiento han aumentado la fiabilidad de esta técnica, por lo que se cosidera que sería interesante emplear una mezcla de limo, cal y cemento en capas de subbases o bases de carreteras. Esta técnica se ha utilizado en una gran cantidad de obras de carretera de la región durante los últimos 15 a 20 años; recientemente se ha llegado a utilizar incluso en una subbase para autopista. En la mayor parte de las obras se han llevado a cabo controles de calidad, y algunas de ellas han sido sometidas a una vigilancia periódica, lo que ha permitido que en la actualidad se disponga de una buena experiencia sobre el comportamiento del material durante la construcción y a largo plazo. La técnica es realmente económica y permite evitar excesivas extracciones de áridos naturales, participando así en el esfuerzo generalizado de nuestro país por preservar el medio ambiente.

ABSTRACT

The soil in the region of High-Normandy is mainly a silt with a low plasticity index but a rather high moisture content, due to the rainy weather conditions. The use of such a soil in earthworks is possible only after its *in situ* treatment with quicklime. In the last 30 years, we also have developed a double treatment technique with quicklime and cement for a use in capping layers, which need a good resistance to the traffic and to frost-thaw. In the course of time, different improvements in the treatment equipment made this technique more reliable and we thought it would be interesting to use a lime-cement-silt mix for foundation of even base courses of roads. Many road works have used this technique in the region, in the last 15 to 20 years ; recently, it has even been used for a highway foundation course. On most jobs, quality controls were done and some have been regularly surveyed, which gives us today a good experience on the behaviour of this material during the job and in the long run. The technique is really low cost and its use prevents the excessive extraction of natural aggregates, thus participating to the general effort made in our country for environment saving.

PALABRAS CLAVE

Mezcla de limo, cal y cemento, tratamiento in situ, subbase, base, explanada, dimensionamiento del firme

KEY WORDS

Lime-cement-silt mix, *in situ* treatment, foundation course, base course, capping layer, road pavement design.

1. INTRODUCTION

The region of High-Normandy in France (north west of Paris) is mostly a plateau on which silt has been spread by the wind during the Quaternary era ; in some areas, its depth varies from 3 to 12 meters ; it is therefore available in great quantities. Silt has a fine grain size distribution and is, for this reason, quite sensitive to an excessive moisture content ; its plasticity index is generally low. Its use in natural conditions is not possible in our region where the weather is rather rainy.

We have, in the last 30 to 40 years, experimented then improved and developed techniques of treatment with quicklime or quicklime + cement, which progressively allowed the use of such mixes in earthworks then in cupping layers.

At the same time, our region suffers from a relative lack of natural construction materials ; the main sources of aggregates are found near the rivers (Seine and Eure rivers). After extraction of this non renewable resource, the spot is abandoned as a lake (underwater extraction), causing evident environmental problems.

The use of alternative techniques, such as soil treatment, reduces the use of natural aggregates and enables to reserve the best ones where they are absolutely necessary.

We progressively thought it would be interesting to determine whether a soil treatment technique might be used also for foundation and base courses which have rather different technical requirements.

The paper presents the characteristics of these mixes, considerations on the road structure design, on the equipment used for the job, and also gives results of surveys done in the long run.

As a consequence to this long term research and development program, nowadays most jobs on new local roads (traffic under 150 lorries per day) use lime-cement-treated silt as the basical technique for the job when the appropriate soil is found in place and, of course, when the earthworks themselves use the same technique. Earthworks today are even conceived in order to extract a sufficient quantity of silt for the needs of the foundation and base courses ; the job site itself thus becomes the « quarry » for the road layers' materials.

We have also used the technique once for the foundation course of a national road with a heavy lorry traffic.

During the last 10 years, in Normandy we have built, with lime-silt or lime-cement-silt mixes :

18 million m^3 of embankments,
3 million m^3 of cupping layers,
1.5 million m^3 of structural layers

2. SILT CHARACTERISTICS

The main characteristics of the silt met in our region are as follows.

They were wind laid in successive cycles on a long period of time in the Quaternary. Though at first sight they seem homogeneous, their properties can vary a lot from one spot to the other and in depth.

They are composed of siliceous particles and clayey materials like illite principally and also kaolinite and montmorillonite ; the ratio of clayey materials has a deep influence on the behaviour of the silt, especially on its sensitivity to the moisture content and its affinity to the hydraulic binders used in public works.

The grain size distribution is continuous and quite fine : 70 to 95 % in weight < 80µm sieve, 10 to 25 % of clayey fraction (< 2 µm). They are classified as A materials according to the French technical guide for earthworks and cupping layers [1] and the NF P11-300 standard [2].

The plasticity index (PI) is mostly under 25 and varies with the depth : between 0 and 1.5 m, we find 50 % of silt with a PI < 12 ; beneath 1.5 m, the proportion is 85 %.

The Normal Proctor density is about 18.5 kN/m^3 with an optimum moisture content W_{OPN} of 14 to 17 %. The natural moisture content varies with the depth and the season ; it reaches W_{OPN} + 8 in winter and spring then diminishes to W_{OPN} + 2 to 4 in summer and autumn. In 60 to 75 % of the cases, the silt is in a humid state and its bearing capacity (measured by the IPI test - CBR test slightly modified) is only 3 to 5.

The earthworks always include an *in situ* treatment with quicklime in order to reduce the moisture content (addition of dry materials, increase in temperature ...), and neutralize the clayey particles ; after this treatment, the silt behaves somehow like a sand, becomes more easily compactible and improves its bearing capacity on a wider range of moisture content.

Today, the technique of lime-treated silt is almost always used for the earthworks when this type of soil is met on the job site, at least to improve the soil and offer to the road layers a good platform. It is also more and more frequent to bind the lime-treated silt with cement for a use in cupping layers. Similar techniques of treatment and placing can be imagined in order to use the silt higher in the structure. Of course, this technique will be used only if, previously, the earthworks have also used it.

3. METHOD USED FOR LIME-CEMENT-SILT ROAD LAYERS DESIGN

In order to be used in road layers, a lime-cement-treated silt must offer adequate mechanical characteristics and a good resistance to frost-thaw effects. Mechanical properties are studied through laboratory tests, according to the method briefly described below.

The method used in France for determining the layers' thickness is based on the determination of the in-place maximum stresses and strains in the different materials constituting the pavement and their comparison to values determined as being admissible.

Stresses and strains are calculated through a computer program called « Alizé » which is developed by the LCPC (French road research central laboratory) ; it considers the materials as elastic ones and the model of structure is determined by 4 parameters for each layer : **H** the thickness, **E** the elastic modulus, ν the Poisson's ratio and the **condition of interface** (well « stuck » or « sliding »). The reference load in France is a single axle load with a maximum of 13 tons.

Admissible values for stresses (cement treated materials) and strains (bituminous materials) are calculated from :

- the **fatigue data of each material** which are, at first, the conventional values named σ_6 and ε_6 (values of the stress or the strain which lead to the breaking for a repetition of 10^6 cycles of the reference load), then the **slope** (-1/b) **of the fatigue curve,**
- the **traffic of lorries** over 50 kN,
- the value of the **risk of failure** which is accepted for each layer of the structure (generally related to the importance of the road : traffic ...),
- and various **reducing coefficients**, depending on the platform bearing capacity, the thickness dispersion, etc.

As for the lime-cement-treated silt, we will consider the value of σ_6 ; since it is generally extremely difficult and expensive to do fatigue tests on each material, we shall evaluate this parameter using a relation between σ_6 and the direct tensile strength at the age of 1 year (Rt_{360j}) measured on samples in the laboratory. The tensile strength can also be determined from « Brazilian » or splitting tests ($Rt_{B\ 360j}$), easier to achieve. We admit the following relations :

$$\sigma_6 = 0.9 \,.\, Rt_{360} \,.\, 0.7$$

(the reducing coefficient 0.7 takes into account the fact that, on the field, the results are not so good as in the laboratory),

$$Rt = 0.8 \,.\, Rt_{B\ 360}$$

When it has been impossible to obtain results at the age of 1 year, we use coefficients connecting the strength at a given age and the final strength, depending on the type of hydraulic binder, the type of silt and ... the local experience.

The general procedure for the pavement design is then :

- evaluation of the value of σ_6 from laboratory data, supposed to be realistic and representative of the in-place behaviour of the material (especially its density after compaction),

- calculation of admissible stress and strain for each material of the structure, according to the traffic, the risk of failure etc,
- calculation of the stresses and strains, under the reference load, at the bottom of each layer (where the tensile efforts are maximum when the interface is not « stuck »),
- determination of the structure where the stresses and strains respect, for each layer, the admissible values.

This procedure leads to conduct the laboratory studies with the purpose of determining the parameters required for the design ; after a preliminary test of aptitude to the treatment which examines the chemical compatibility between the constituants and particularly the absence of swelling, we classically make compressive (useful to easily know the evolution of the resistance in the time) and tensile tests at different ages on samples φ 50 / h 100 mm or φ 100 / h 200 mm, compacted in given conditions of moisture and dry density (conditions depending on what is really looked for) and kept in a temperature controlled room (20°C).

4. MECHANICAL PERFORMANCES OF LIME-CEMENT-TREATED SILT MIXES

In order to simplify the presentation of the results obtained, we use various diagrams shown below. The frame is the direct tensile strength (Rt), at the age specified in the legend, versus the elastic modulus (E). This representation is used in the French standards for hydraulic bound materials in order to classify them [3] ; the curves separating the classes correspond to materials for which the theoretic thickness of the layer, placed on a given platform, would be the same on each point (the stress at the bottom is equal to the tensile strength itself). The arrows show the influence of the studied parameters (their extremities correspond to the values obtained for these parameters).

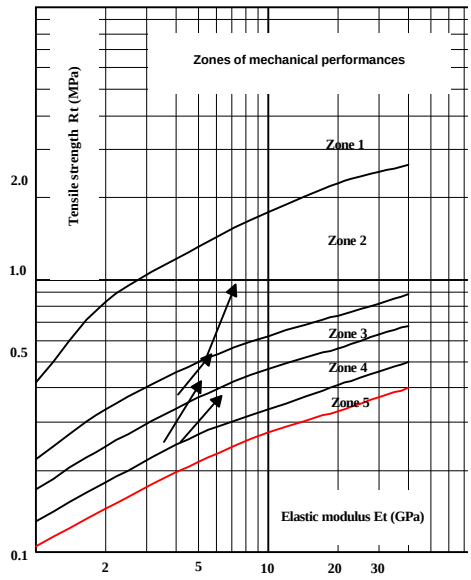


Figure 1

Influence of the time on the performances of different mixes - silt (pre-treated by 1.5 % lime) : 93 % + cement : 7 % - density : 98 % of Normal Proctor ρdmax - 3 →12 months.

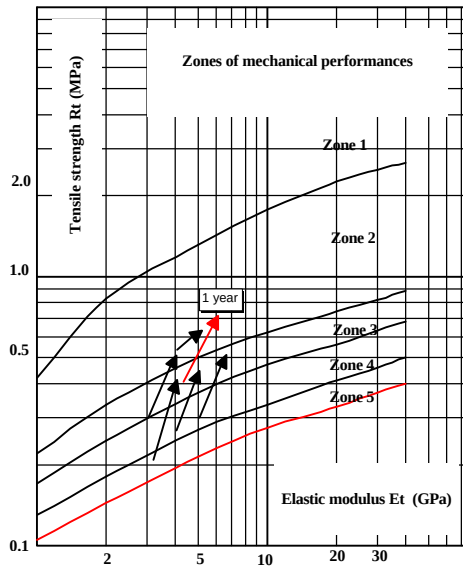


Figure 2

Influence of cement content - silt pre-treated by 1.5 % lime : Normal Proctor density - 90 days (except 1 year indication) - 5 % → 9 % cement CEM II B 32.5.

The diagram on figure 1 shows, for different silts from the same region, the evolution of the setting between 3 and 12 months and the variation of the final performances obtained.

The diagram on figure 2 illustrates the incidence of the cement content ; it shows that we have wide possibilities of adjusting the performance of the mix according to the technical requirements of the job.

We particularly notice that the increase in the cement content increases much more the tensile strength than the elastic modulus, which is favourable and allows to reduce the layer thickness.

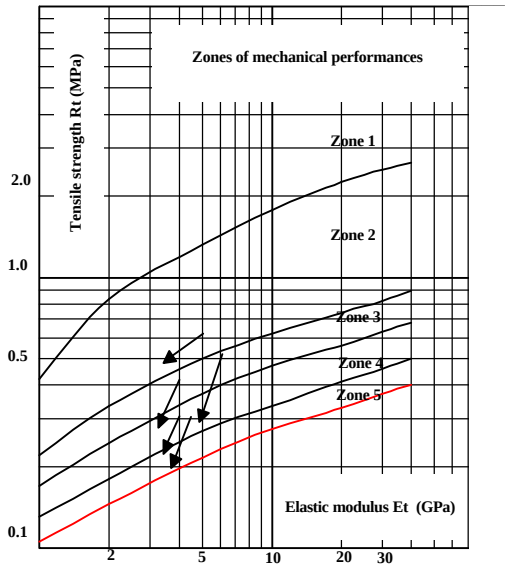


Figure 3
Influence of the density - same mixes as above - 7 % cement - ρd : 0.98 ρd max → 0.95 ρd max - results at 90 days.

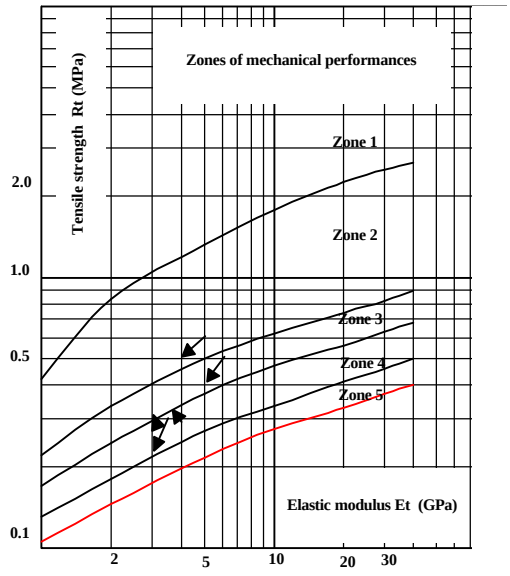


Figure 4
Influence of the moisture content - same mixes as above - 7 % cement - WOPN → WOPN-2 - results at 90 days.

The figure 3 shows the very great importance of compaction ; an under-density of only 3 % means a loss of strength of 30 to 40 %, resulting in the need of 5 to 7 cm more in thickness. The moisture content (figure 4), on the other hand, has not that much influence on the strength, in the field of our tests (WOPN → WOPN-2).

These results confirm that it is absolutely necessary to make laboratory tests, long before the job, to determine the real performances of the mix and the influence of the making and placing parameters ; the mixes must be tested with the exact materials planned to be used on the job site. **Consequently, a study is necessary on each job site**.

It also means that the silt deposit itself must be well known and identified in order to determine its heterogeneity, if any. This last point should normally be studied long before, when determining the possibilities of using the in-place silt for the embankments of the road.

In addition to the classical identification, it is also recommended to look for chemical products like sulphates, nitrates etc which might have a bad influence on the cement setting.

The study must also determine the « workability delay » of the mix for the foreseen temperatures during the job ; this parameter indicates the allowed period of time, starting from the mixing, for placing the material, period within which the reduction of compacity is less than 2 %. This delay is generally about 2.5 to 4 hours, depending on the cement used. To improve this parameter, Highway Road Binders are more and more often used.

5. MAKING AND PLACING OF THE MIX

There are two different ways of making the mix : " in-place " or in a mixing plant, this last possibility being rarely used.

The way of making and the zone of performance of the mix (see the figures above) determine the **class of performance**, as follows [4, 5] :

Table 1 : Determination of the mechanical class of performance of lime-cement-silt mixes

MAKING		MECHANICAL CLASS		
			foundation and base courses	
mixing plant	in-place	cupping layers (90 days)	low traffic (180 days)	heavy traffic (360 days)
ZONE 1		1	1	1
ZONE 2	ZONE 1	2	2	2
ZONE 3	ZONE 2	3	3	3
ZONE 4	ZONE 3	4	4	4
ZONE 5	ZONES 4, 5	5	5	5

(180 days) age at which is determined the zone of performance

Aimed class **Unnecessary class** **Forbidden class**

5.1 In-place treatment

The in-place making is quite the normal solution on a soil treatment job, because generally the equipment is available first for the earthworks (when the total job is done by the same contractor) ; however, one has to be very careful with the use of earthworks equipment or techniques because making earthworks or a cupping layer is not the same job as making a foundation or a base course : the final resistance of the mix is fundamental for its durability in the long run, which gives a great importance to parameters like : cement content (respect of the nominal value and homogeneity), thickness of the treatment, moisture content, compactors and intensity of the compaction, protection of the layer and quality of the interface.

The silt has generally been " pre-treated " by the quicklime on the earthworks or cupping layer job site, then stockpiled on a specific area where it must be protected from important movements of the water (protection against occasional rains, good drainage of the platform, even surface watering if too dry). The lime-silt mix keeps its sand like behaviour for a long period : we have sometimes used lime-silt stocks after one year or more. In such a case, it is necessary, before use, to identify the material on the stock to determine, from many samples, its moisture content and its grain size distribution ; depending on the results, it can be necessary to prepare the material, before the treatment by the cement, in order to reduce its grain size distribution to 10 mm maximum ; this can be obtained by mixing the material on the stockpile about one or two days before using it.

In-place treatment can have various forms according to the organization of the job. The lime-treated silt can be spread on the road platform or on the former layer then treated by the cement. Another way is to make the treatment by the cement on a specific area or on the lime-silt stockpile, then transport the mix on the job site ; in this case, one should not forget to include the duration of transport in the workability delay.

The cement treatment is a succession of operations comprising : cement spreading, mixing, compaction and protection.

The **spreading** operation must bring the exact quantity of cement required in the mix ; the cement content, which is a percentage in dry weight of the final mix, must be transformed into a weight of cement per square meter.

This implies to determine precisely the depth of the treatment and the dry density of the material.

If the quantity of cement to spread is too important (in road layers, the cement content reaches 7 to 9 %, *i. e.* up to 55 kg/m^2), the machine will make two or more passages. The quantity of cement per square meter is regularly controlled by the laboratory. Before beginning the job, we generally make a full scale test of the making and placing procedures to verify the convenience of the machines and the methods for the job.



Photo 1 : Spreader

The spreading machines are classified with three coefficients : **L** is an index related to the **L**ongitudinal dispersion of the cement distribution, **T** is the same coefficient for the **T**ransversal dispersion and **V** indicates the possibility of having a **V**ariable width of spreading. The **L V T** coefficients take values of 1, 2 or 3 (the best) and the values required for the job are specified in the contract ; on the job site, they are controlled by the laboratory during the convenience test.

The operation of spreading generates a lot of dust sometimes, which can prevent from using the technique near inhabited areas. Today, there exists a new variety of hydraulic binders and quicklime which produces a very small quantity of dust. One can wish that such products soon become the standard, the environment of the job will be deeply improved.

The **mixing** operation is generally done by transversal mixers which are able to mix up to 45 to 50 cm (road layers' thickness is generally of 20 to 35 cm). It is preferable to choose a mixer with a sense of rotation against the driving wheels', to obtain a finer grain size. The moisture content is first coarsely adjusted, then, after an absorption delay, finely adjusted during the mixing operation in a watering chamber inside the machine.

The mixing machines ability is described by 5 coefficients called : **H E P I El**. **H** stands for **H**omogenization of the mix (vertical, vertical and transversal…), **E** is an index of the treatment d**E**pth dispersion, **P** informs on the available **P**ower per linear meter of rotor, **I** shows the possibility of **I**njecting the water in the mixing chamber and **El** concerns the possibility of dosing the binder under a liquid way.

These parameters are fixed in the contract according to the importance of the job (traffic for instance), to the position of the layer, and, generally, to the desired final performances and homogeneity. For instance, making a base course of a heavy traffic road requires a **H E P I (El)** of 3333(3). Convenience tests, at the beginning of the job, are done to verify the characteristics of the equipment.

In addition, it is necessary to verify the grain size distribution of the mix behind the machine and make sure that the time between the mixing and the end of the placing (including the transport to the job site, the thickness adjustment and the compaction) does not exceed the workability delay.

We have above identified different forms of the in-place making, depending whether the mixing is done on a specific area or on the site itself. For the mixing operation, it is very important to determine which case will be used. If the making is done directly on the road site, the adjustment of the depth of the treatment will be done in order to mix simultaneously the underneath layer on 1 or 2 cm (provided this layer is not too old and the cement setting not too strong) and thus avoid leaving a non-treated thickness at the bottom, which will be the interface with the underneath layer or the platform. If the mix is prepared on a specific area outside the job site, the same problems can exist but it is easier to use the machine on its total treatment depth. A scrapper or a bulldozer can then select the adequate thickness of the treated material.

In case many passes of the mixer are necessary, the control of the treated depth is to be done at each one.

The adjustment of the thickness is done with a bulldozer and a grader generally, only by removing the excessive material. It is indeed dangerous to add a thin layer of material in case the altitude is not respected ; this thin layer, poorly stuck to the rest of the layer, might create a weak point in the structure. In such a case, the whole layer must be placed again. The material in excess can be reused immediately for the same layer provided this happens within the workability delay, otherwise it should be disposed of.

During the whole operation of making and adjusting, then compacting, the moisture content must be kept constant and optimum ; in addition to the watering of the mix in the mixing chamber, it is necessary to provide for a watering machine.

5.2 Making in a mixing plant

This method has not been used very often because the types of jobs did not need it ; recently, a job consisting in a cupping layer made of lime-cement silt used two mixing plants simultaneously ; the purpose was to make the mix at a high rate and ensure the quality of the material while reducing the cement content (by reducing its dispersion).

The lime-silt mix had been stockpiled for about one year ; the grain size distribution, after this long time on the stock, was too coarse and it was necessary to reduce it by mixing the surface of the stockpile ; then the material was pushed by a bulldozer down the stock near the mixing plant to be used the next day. The average daily quantity to prepare was 4,000 tons for each mixing plant.

The hoppers' inside surface had been covered with Teflon to facilitate the outflow of the material. There was also an equipment to prevent the formation of vaults in the hopper. The average hour rate of the mixing plant, about 1,000 tons, was reduced to 400 tons, due to the material itself (bulking).

Every evening, the stockpile bound to be used the next day was correctly « closed » and a slope made to let the water flow out ; the lorries' buckets were cleaned and the « zero » of the ponderal dosing systems adjusted. This last point is important because the material sticks to the conveyors and this modifies the zero of the balance ; the zero is to be adjusted with a normal residual quantity of material on the conveyors.



Photo 2 : Preparation of the lime-silt mix



Photo 3 : General view of the mixing plant

5.3 Compaction

The **compaction** is a complicated operation ; like other fine graded and cohesive materials, lime-cement-silt mixes are pretty difficult to compact and need a rather high energy ; on most

job sites, we have classically used vibrating rollers and tyre rollers. Vibrating rollers very often create a phenomenon of « slicing » of the layer, which concerns approximately the first 10 to 15 cm ; the material is like broken horizontally because of excessive horizontal efforts due to the progression of the roller on the layer. A tyre roller does not remedy the problem.

These slices of material cannot get stuck again in the time ; instead of one continuous layer with an ordinary flexion behaviour, we have many thin layers working independently and not continuously, which creates tensile stresses inside the layer. This was confirmed by a full scale laboratory experiment where *in situ* stresses were determined. The deformation at the bottom of the foundation course was double the one obtained without the slicing effect. In addition, this discontinuity makes easier eventual movements of water, which are prejudicial to the durability of the material.



Photo 4 : Slicing effect under the vibrating roller

To improve this point, we tried vibrating tamping rollers. This type of device has the same efficiency as a smooth vibrating roller but the effect of the tangential accelerations is greatly reduced by the shape of the tampers. On an important job site, the compaction workshop was composed of two tamping rollers working in opposition in order to reduce the amplitude of the « wave » formed by the roller moving on the surface, followed by one or two heavy tyre rollers ; we did not notice this problem of slicing and therefore the use of these machines for this type of mixes has been generalized.



Photo 5 : Compaction workshop with two tamping rollers in opposition

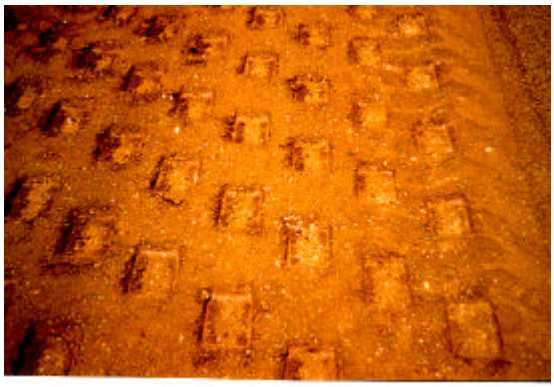


Photo 6 : Aspect of the surface under the tamping compactor

One can also notice that the aspect of the surface after compaction with a tamping roller will favour the joining at the interface.

Generally, the value of the dry density obtained is 97 to 98 % of the maximum Normal Proctor density.

6. PROTECTION OF THE LAYER

It is very important to protect the surface of the layer quickly after the placing :

- **to keep the moisture content** at its correct value, which means prevent the water from penetrating the layer (during a storm for instance), but also from getting out during dry climate conditions ; a lack of water might indeed prevent from a correct setting of the cement,
- **to allow a small job traffic,** though it is not recommended,
- **to ensure good interface conditions** with the upper layer.

To serve these purposes, one can think of spreading a film of bituminous emulsion covered with a small grade gravel. But in fact, such a film is quite difficult to stick on the layer because of the very fine surface texture and thus is not really efficient. To improve the sticking of the film of emulsion, we recommend to proceed to a « nailing » of the surface ; it consists in spreading, shortly after compaction, while the surface is kept humid, a coarse grade gravel (14/25 mm or more) in a quantity covering 30 to 50 % of the surface, then compacting this gravel to make it penetrate inside the layer on about half its dimension, and finally spreading the emulsion. The coarse gravel creates an artificial texture which prevents the film of emulsion from slipping on the silt surface ; it also favours the continuity of the structure at the interface.

The quantity of emulsion is adjustable depending on whether heavy traffic is expected on the job site or not, and whether a long delay is foreseen before placing the next layer.

7. EXAMPLES OF STRUCTURES USED IN NORMANDY

Table 2 : typical design for all lime-cement-silt structures

	Soil CBR		
Traffic (1)	6 - 10	10 - 20	> 20
T3+ (100 - 150)	10 AC (2) 37 (3) LCTS	10 AC 33 LCTS	10 AC 29 LCTS
T3- (50 - 100)	10 AC 34 LCTS	10 AC 30 LCTS	10 AC 26 LCTS
T4 (25 - 50)	8 AC 32 LCTS	8 AC 28 LCTS	8 AC 24 LCTS
T5 (< 25)	6 AC 30 LCTS	6 AC 26 LCTS	6 AC 22 LCTS

When we first used this technique in foundation and base courses of low traffic local roads, we defined typical structures to help the engineers in charge of the pavement design. The following table, used during these last 15 years, presents these structures.

(1) The traffic is, on the right lane, the mean daily number of heavy trucks over 35 kN total allowed weight.

(2) AC stands for asphaltic concrete and LCTS for lime-cement treated silt.

(3) Today, we prefer 2 layers of 20 to 25 cm.

8. LONG RUN SURVEY OF SOME STRUCTURES

In the time, we have tried to determine the real in-place behaviour of the structures and mechanical properties of the material ; this survey is not simple because, if some jobs have been controlled (not many), thus informing on major parameters like the cement content, the density etc..., most of them have not and it is difficult to relate the measured performances to what happened during the job itself, sometimes 10 years before.

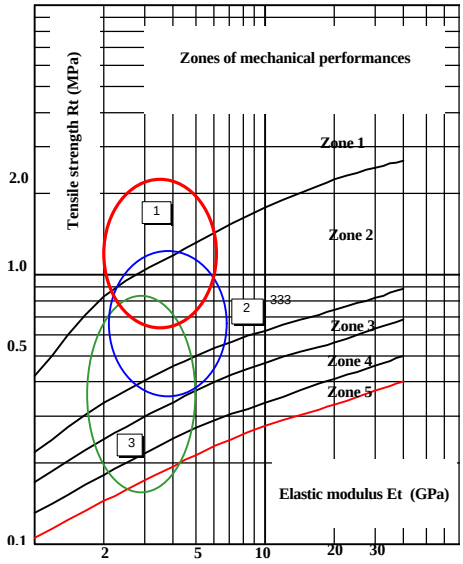


Figure 5
Performances of the material after 5 to 10 years
Measures made out of core samples.

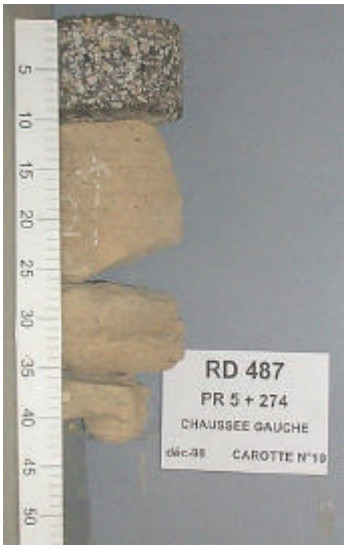
On each job surveyed, mechanical tests were done from core samples when it was possible.

Figure 5 shows the results obtained for foundation (3) and base (2) courses of ordinary jobs and for fully controlled jobs (1) ; this confirms the necessity of an adequate quality control.

We generally observe a good behaviour of the road except in some cases where the asphaltic concrete was too thin or permeable (low density). The interfaces are very seldom continuous and sometimes show erosion of the silt mix. The slicing is observed in many cases. When there is no slicing, the structure works in flexion like an ordinary hydraulic bound material.



Photo 7 : Two examples of core samples in an all lime-cement-silt structure



The survey confirms the very interesting properties of the material : a pretty good tensile strength in the long run and a low elastic modulus, which allows to design the structure with low thickness layers. Some reflexive cracks however can be seen after several years, but they appear much later and are thiner than those on usual gravel-cement mixes for instance.

The survey also confirms the extreme importance of adequate methods of placing, particularly in order to ensure the quality of the interfaces ; it also confirms the necessity of a good quality control from the identification of the silt up to the quality and the thickness of the asphaltic concrete.

9. CONCLUSIONS

The treatment with quicklime and cement of natural materials like slightly clayey silts is today considered as an operational technique for cupping layers and foundation courses for all heavy traffic roads ; for base courses, it is still necessary to limit its use for low to medium traffic. After an experimental period, the technique is accessible to local road contractors provided they use an equipment adapted to road layers requirements. This technique is now proposed as a basic technique for departmental roads in the region of High-Normandy and it represents a substantial source of finantial economies and environmental improvements. The use of quicklime and binders with low dust emission allows road works in environmental sensitive areas.

10. BIBLIOGRAPHICAL REFERENCES

[1] Guide technique - Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR).
Technical guide - Earthworks and cupping layers. LCPC - SETRA 1992.

[2] NF P 11-300 : Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.
NF P 11-300 : Execution of earthworks - Classification of the materials usable in earthworks and cupping layers for road infrastructures. AFNOR 1992.

[3] Guide technique - Conception et dimensionnement des structures de chaussées.
Technical guide -Conception and road structure design. LCPC - SETRA 1994.

[4] Guide technique -Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques - Application à la réalisation des remblais et des couches de forme (GTS).
Technical guide - Soil treatment with quicklime and/or hydraulic binders - Application to earthworks and cupping layers. LCPC - SETRA 2000.

[5] Guides techniques et monographies - Utilisation des matériaux de Haute-Normandie.
Technical guides - Use of High-Normandy materials. CETE Normandie Centre 2000.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACION DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPANA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

DIFERENTES EXPERIENCIAS DE ESTABILIZACIÓN Y RECICLADO EN LA COMUNIDAD DE EXTREMADURA

DIFFERENTS EXPERIENCES ABOUT ESTABILITATION AND RECICLED IN EXTREMADURA COMUNITY

José María Espinosa Bedia y Juan Luque Moreno
Delegado y Director Técnico
Joca Ingenieria y Construcciones,S.A.
Avda. Sinforiano Madroñero, nº 24
06011 Badajoz (España)
jespinosa@joca.es
jluque@joca.es

RESUMEN

En esta comunicación se describen 4 experiencias diferentes de tratamientos con cemento desarrolladas en Extremadura para 3 organismos distintos (Consejería de Obras Públicas, Consejería de Agricultura y Diputación de Badajoz), en las que se han reciclado firmes existentes, se han estabilizado explanadas o se han ejecutado in situ subbases tratadas con cemento.

En todos los casos, la subbase tratada se ha complementado con capas de aglomerado en caliente de diferentes calidades y ha supuesto un ahorro económico para la obra, mejorando la calidad del firme proyectado inicialmente.

La nota común en todas estas realizaciones fue la utilización de equipos Wirtgen WR-2500 y XIM-400 y como conglomerante el cemento tipo CEM IV-B 32,5.

Hay que resaltar que éstas son las primeras experiencias realizadas por estos organismos y su exito ha posibilitado que se estén utilizando en otras obras y que los proyectos que se están elaborando consideran estas técnicas de estabilización y reciclado de forma asidua. Además, se añade la circunstancia de la mayor escasez y aumento de precio de materiales granulares de graveras ó canteras y la decisión de la Consejería de Medio Ambiente de ir restringiendo cada vez más la autorización de nuevos yacimientos.

Esto augura un importante auge de estas técnicas que aprovechan al máximo los recursos disponibles en una comunidad como Extremadura que ha hecho de la protección medio ambiental una de sus principales prioridades.

ABSTRACT

This paper describes 4 different experiences with cement treatments in Extremadura belonged to 3 different bodies (Department of Public Works, Department of Agriculture and Council of Badajoz), where pavements have been recycling, soils have been stabilized for subgrade applications or cement treated bases have been constructed in situ.

In all cases cement treated bases have been covered with hot asphalt concrete layers of different types improving the economic results of the works and the quality of the initially designed pavement.

The common feature of all these works is the use of the same equipment Wirtgen WR 2500 and XIM 400, and cement type CEM IV-B 32,5 as conglomerate.

It shall be pointed out that these are the first works carried out by these bodies and its successful has allowed that these techniques are using in other works, and to be considered as an alternative in the projects in progress. In addition it shall be taken into account the shortage of natural aggregates and its prize rise, as well as the decision of the Department of Environment to reduce the authorization for new quarries or deposits.

An important development of these techniques, that make good use of the available resources, could be predicted in a region as Extremadura where the environmental protection is one of its principal priorities.

INTRODUCCIÓN

En la presente comunicación se presentan experiencias en estabilizacion y reciclado en una comunidad que no se ha caracteirzado por el impulso de las distintas administraciones hacia estas tecnicas.

Cabe realizar la excepción de los servicios territoriales del Ministerio de Fomento en esta Comunidad que se han empleado estas tecnicas al compas de experiencias coetaneas en el resto del pais, y por esto, nosotros nos basaremos en las experiencias con el resto de administraciones que practicamente coinciden con las llevadas a cabo por la empresa Joca Ingenieria y Construcciones, S.A.

El empeño e interés demostrado por esta empresa ha conseguido romper las reticencias iniciales y estrenar estas tecnicas en las administraciones regionales y provinciales implicadas. Afortunadamente, los resultados han sido satisfactorios en todos los casos, consiguiendo que hoy en dia resulte bien recibido algun planteamiento de este tipo en las administraciones mencionadas.

Hay que hacer notar que estas reticencias iniciales tenían una justificacion en experiencias anteriores de estabilizados in situ con cemento o cal utilizando gradas que habian resultado nefastas. Estas actuaciones sé habian realizado sin tener en cuenta la diversidad de suelos que existan en esta region y el diferente comportamiento que cada uno tenia en una estabilizacion. Se había creado cierta psicosis hacia los tratamientos con conglomerantes hidráulicos hasta el punto de estar practicamente desechados por los proyectistas y no ser bien considerados en las propuestas variantes de las licitaciones.

La Comunidad de Extremadura tiene unas peculiaridades climáticas y geólogicas que es preciso considerar al tratar estas técnicas. Esta región situada en la franja Oeste de la Peninsula Iberica, limitada por Portugal (Alentejo), Andalucía, Castilla La Mancha y Castilla León representa una extensión de aproximadamente 40.000 Km^2 de superficie dividas en dos provincias, Cáceres y Badajoz, con bajas tasas de problación.

Esta situación geográfica interior determina un clima continental seco y extremo con grandes variaciones termicas entre Verano e Invierno y práctica desaparición de las estaciones intermedias de Primavera y Otoño. Se podía afirmar que unicamente sé perciben dos estaciones largas Verano e Invierno con características antagónicas y muy determinantes a la hora de considerar la ejecución de una obra.

Esta región esta articulada por dos autovias a modo de cruz que la cruzan de Este a Oeste (N- IV, E-90) y de Norte a Sur (Autovia de la Plata N-630) que absorben las mayores demandas de trafico (TO y T1, superiores a 800 IMD pesados).

En segunda estancia, exite una red de carreteras regionales y comarcales que comunican las poblaciones de la región con estas 2 vias principales en las que el tráfico baja notablemente a intensidades inferiores a IMD pesados = 100 salvo muy contadas excepciones.

Esta característica determina los criterios de diseño de esta red de carreteras regionales en la cual se han llevado a cabo las experiencias mencionadas.

EXPERIENCIA 1ª: CARRETERA EX-324 DE ALBURQUERQUE A HERRERUELA. CLIENTE: CONSEJERIA DE OBAS PÚBLICAS DE LA JUNTA DE EXTREMADURA.

Esta experiencia llevada a cabo en el año 1.998 consistió en construir una subbase de 20 cm. de suelo estabilizado sobre una explanada E-3 (CBR>20).

Esta zona está en pleno macizo granitico entre las Sierras de Alburquerque y San Pedro y resultaba propicio el empleo de granito descompuesto (Jabre) como suelo.

Se construyó una explanada E-3 con este material de gran calidad que esta zona alcanza un CBR de entre 25 y 35 y posteriormente se aporta este mismo jabre para formar la capa de 20 cm a estabilizar con la maquina WIRTGEN WR-2500.

En los ensayos previos de dosificación utilizando cemento IV-B- 32,5 se fijo un porcentaje de 3’5% de cemento en peso y se detectó una gran sensibilidad de resultados en función de la humedad.

Con el fin de garantizar la homogeneidad de resultados sé acordo aportar al suelo un 15% de gravilla artificial de tamaño de 12 a 40 mm para mejorar el esqueleto del material, facilitar la compactación y garantizar las resistencias.

Se estabilizan con esta técnica 23 Km de carretera con resultado satisfactorio consiguiendo resistencias a 7 días entre 2,7 y 3,2 Mpa. Se mantuvo cortada al tráfico durante 14 dias para evitar la rotura del material.

EXPERIENCIA 2ª: CARRETERA LOCAL Y CAMINO AGRICOLA ENTRE ALCONERA Y LA LAPA. CLIENTE: CONSEJERIA DE AGRICULTURA. JUNTA DE EXTREMADURA.

Esta actuación resulto muy interesante por la circunstancia del tipo de suelo utilizado pero, además, porque constituyo la 1ª experiencia de este organismo y ha servido para abrir paso a esta técnica en su campo muy propicio. Son numerosas las actuaciones de caminos agricolas que se realizan y es fundamental en el diseño el aprovechamiento de los materiales de la zona evitando canteras o extracciones. Estas cualidades las aportan precisamente los metodos de estabilizados y reciclado in situ.

En este caso, hablemos de una carretera de 4 Km en una zona con abundancia de suelos de pizarra que presentan unos indices de pasticidad IP de entre 5 y 7.

Presentan un desgaste de los Angeles (NLT-149) de entre 20 y 25 y un % de finos inferior al 5 %.

Con este material pretendíamos diseñar una subbase estabilizada con cemento entre una explanada E-2 de esta misma pizarra y unas capas de rodadura de mezcla bituminosa en caliente. Los ensayos previos aconsejaban una dosificación en cemento del 3’5% al 4% y

pretendiamos no ir a resistencias altas sino simplemente entrar en el abanico entre 1’5 y 2’5 Mpa a 7 días.

Se construyó esta subbase de 20 cm. con la máquina WIRTGEN WR-2500 y una dosificación del 3’75% en cemento tipo IV. Esperabamos espectantes los resultados pues el tipo de suelo empleado ya había resultado nefasto en ocasiones y arrastraba una cierta “Leyenda negra” entre los técnicos de esta región.

Las roturas de probetas a 7 días confirmarón nuestro acierto al acotarse todos los resultados entre 1’7 a 2’1 Mpa dándonos por satisfechos en estos niveles de resistencia para este suelo y confirmando una vez mas la bondad de este tipo de maquinaria en la mezcla y homogenización de suelos.

EXPERIENCIA 3ª: CARRETERA PROVINCIAL ACEUCHAL – VILLAFRANCA.
CLIENTE : DIPUTACIÓN PROVINCIAL DE BADAJOZ.

Esta experiencia constituyó la primera vez que estas tecnicas se emplearon en el Organsimo Provincial.

La Diputación de Badajoz tienen a su cargo una extensa red de carreteras comarcales de escaso tráfico y muy determinadas.

En el año 1.998 licitó a concurso la adecuación y mejora de 40 carretras con un global de cerca de 500 Km a tratar.

La actuación planteada consistía unicamente en mejora de firme a base de refuerzos de aglomerado y lechadas bituminosas y algun ensanche de arcenes en la de mayor tráfico. La empresa Joca Ingenieria y Construcciones, S.A. se presentó a la licitación ofertando como proyecto variante el reciclado del firme existente en la carretera mencionada, resultando adjudicataria de las obras.

El trabajo consistía en el ensanche de arcenes con zahorra artificial y posterior reciclado con la WIRTGEN WR-2500 de todo el ancho de plataforma en 18 cm. de profundidad utilizando una dosificación en cemento del 3%. A continuación recibiría una capa de aglomerado asfaltico en caliente como rodadura. Este tratamiento tenía la dificultad de la heterogenidad de materiales a tratar, pues si en los arcenes estaba claro que estabamos trabajando con una zahorra artificial aportada por nosotros y perfectamente identificada, no ocurriria lo mismo en el centro de plataforma donde existian zonas de sucesivos refuerzos en aglomerado en frio o lechadas y otras zonas donde afloraba directamente el macadam originario de la carretera.

Ademas estas heterogeneidades variaban el apoyo a considerar como explanada en cada zona, previendose comportameintos distintos según el punto de la plataforma.

A la vista de los resultados de los ensayos de dosificación realizados sobre la zahorra artificial aportada en los arcenes y extrapolando al resto de la plataforma, se adoptaron los 18 cm. como profundidad aconsejable y el 3% de dosificacion en cemento tipo IV. El proceso de ejecución no presento ninguna problemática especial mejorando incluso la homogeneidad el

efecto de compensación transversal que hace la maquina en el ancho del tambor en la zona de arcenes.

Los resultados de resistencia a 7 días fueron dispares, partiendo siempre de un minimo de 2,0 Mpa pero llegando en algunas zonas y 4’5 y 6’5 Mpa. Se mantuvo cortado él trafico durante 10 dias y se colocaron las mezclas de aglomerado asfaltico utilizando betún modificado.

Manteniamos la duda del resultado final sobre todo a la vista de las resistencias obtenidas, sin embargo, no ha llegado a reflejarse agrietamiento por retracción en la plataforma. Unicamente se produjo una grieta longitudinal en una zona en el punto de union del ensanche del arcen con la plataforma original motivada por la diferencia de apoyo en ambas zonas y que no es achacable a un defecto del reciclado. Se podría haber producido igualmente con la ejecución del refuerzo convencional.

En el fondo, todas las partes intervinientes quedamos satisfechos del resultado final a la vista de las dificultades que planteaban a priori.

EXPERIENCIA 4ª: CARRETERA PROVINCIAL OLIVA DE MERIDA – VILLAGONZALO. CLIENTE: DIPUTACIÓN PROVINCIAL DE BADAJOZ.

Este caso es similar al primero expuesto pero aporta la singularidad de ser un suelo totalmente distinto.

Esta carretera discurre en las inmediaciones del Rio Guadiana y condiciona la posibilidad de utilizar un material granular a modo de zahorra natural con un indice de plasticidad de 5.

Esta carretera se diseña con una explanada E-3, CBR>20, una subbase estabilizada de 24 cm y aglomerado en caliente en intermedia y rodadura.

En los ensayos previos se determinó una dosificación de cemento del 3% aunque en el momento de la ejecución se subió al 3’5% por recomendación del laboratorio de Diputación.

La ejecución se llevo a cabo en un plazo corto de 2 dias para los 30.000 m^2 a tratar utilizando una maquina WR-2500 de último modelo y nueva.

La plataforma ha permanecido cortada al tráfico 2 semanas y la rotura de probetas ha disparado los resultados por encima de 4 Mpa en todos los casos y estando la media en 6 Mpa.

Seguramente, no solo no debiamos haber subido el cemento en medio punto, sino habernos replanteado utilizarlo por debajo del 3% en virtud del importante esqueleto que tenía el suelo con un granulometria muy continua.

La ejecución del aglomerado se hizo 30 dias despues y no ha generado hasta el momento ningun problema de fisuración.

Sin duda hemos tenido un material excelente para un estabilizado con cemento.

CONCLUSIONES

Estas experiencias aquí reflejadas han constituido la punta de lanza de estas técnicas en Organismos de carácter regional.

Todas han sido llevadas a cabo por la empresa Joca Ingenieria y Construcciones, S.A. que ha hecho de la implantación de esta técnica en Extremadura un empeño constante a la vista de la ventaja económica que representa para el contratista y la Administración, aportando un plus de calidad si se ejecuta con rigor.

Actualmente, se puede considerar que los organismos públicos mencionados ya conocen la técnica y no tienen reparos en aplicarla por lo que animamos a las empresas de nuestro sector, a los proyectistas, a los técnicos de la Administracion y en general a cualquier otro implicado, en popularizarla y extenderla porque ello redundará en beneficios del medio natural de esta región que aun conserva unos paisajes naturales en un estado original y autentico, digno de conservar.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTABILIZACION EN MASA DEL TERRENO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

MASS STABILIZATION OF SUBGRADE FOR ROAD CONSTRUCTION

N. Jelisic
M.Sc., Licentiate in Engineering
Swedish National Road Administration
Geotechnics
Engineering Division
P.O. Box 186
871 24 Härnösand (Sweden)
nenad.jelisic@vv.se

M. Leppänen
M.Sc. CE., Manager
SCC VIATEK LTD
Piispanmäentie 5
022400 Espoo (Finland)
mikko.leppanen@viatek.fi

RESUMEN

La construcción, reconstrucción (reparación) y el mantenimiento de carreteras en suelos blandos causa continuamente problemas en los países nórdicos. Los asentamientos de terrenos blandos provocan grietas en el firme debido a la escasa capacidad portante del soporte. La reparación tradicional de estos fallos, agregando nuevas capas, sólo sirve para acelerar el proceso contribuyendo así a la aparición de nuevos daños. En esta comunicación se presenta un método de construcción y de reparación denominado ”método de estabilización de masas”. Es un método de estabilización del suelo, respetuoso con el medio ambiente, en el que el ligante se mezcla con el suelo blando para formar una capa fuerte y homogénea. Dados los importantes avances en investigación y desarrollo tanto de la tecnología de los ligantes, como de los métodos de construcción, es posible aplicar este sistema también a la turba, que tradicionalmente se ha considerado como imposible de estabilizar. Los nuevos ligantes, tales como las mezclas de cemento y escorias de horno alto, que han demostrado ser también rentables económicamente.

ABSTRACT

The construction, reconstruction (reparation) and maintenance of roads on soft soils causes continuously problems in the Scandinavian countries. Settlements of the soft ground because of poor bearing capacity of the base causes cracks in the pavement. Traditional reparation of these faults by adding new layers just accelerates the settlements and hence contributes to new damages. In the article a construction and reparation method called the mass stabilization method will be presented. It is a environmentally friendly soil stabilization method, where the binder is mixed with the soft soil to form a homogeneous and strong layer. Due to comprehensive research and development both in binder technology and construction methods it is possible to apply it also to peat, which traditionally has been considered impossible to stabilize. New binders, such as mixtures of cement and blast furnace slag have also proved to be cost effective.

PALABRAS CLAVE

Estabilización en masa, reciclado, in situ, cemento

KEY WORDS

Mass stabilization, recycling, in situ, cement.

INTRODUCTION

Many roads and railway constructions in Scandinavia were carried out on soil with low bearing capacity, especially on the coastal areas. Settlements of the soft ground because of poor bearing capacity of the base cause cracks in the pavement. Traditional reparation of these faults by adding new layers just accelerates the settlements and hence contributes to new damages.

The geotechnical properties of soft soils can be improved by mass stabilization. The mass stabilization is a method, which has been developed by the Finnish construction company YIT Ltd since the beginning of the 1990's, where the whole mass is strengthened to a homogeneous block structure, which behaves like dry crust. This method has made the expansion of application possible even to peat, which has not been exploited earlier.

PRINCIPLES OF MASS STABILIZATION

Mass stabilization is carried out by a mixing tool that has been installed on an excavator machine as shown in Figure 1. Mixing is carried out in both horizontal and vertical directions so that a homogeneous enforced soil block is formed through the effect of the stabilizer, Figure 2. The thickness of the block is varied with the height of the embankment, between 1 to 5 m. Embankments can be founded on mass stabilized soil in the same way as on natural firm soil layers like moraine or gravel.

The equipment for mass stabilization consists of a modified excavation machine arm, stabilizer tank (20 m^3), compressor and a mixing tool, which is installed on the excavation machine, see Figure 1. The stabilizer is fed pneumatic and the amount of the stabilizer is measured through weighing. The diameter of the mixing tool is normally 600 - 800 mm and the rotation speed is 80 - 100 r. p. m.

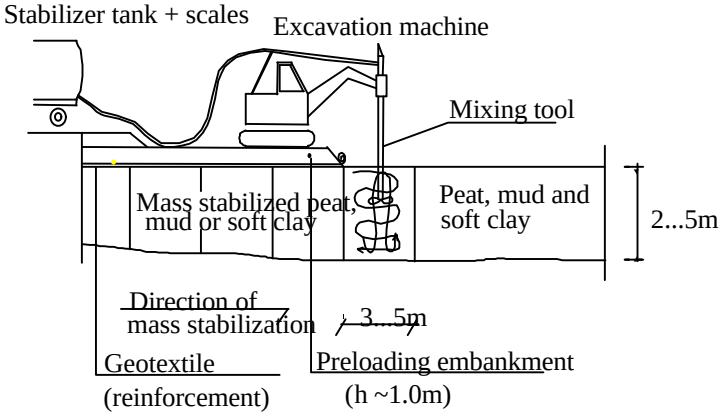


Figure 1: Performance of mass stabilization

New stabilizing agents, produced as by-products of industrial processes, can be used for mass stabilization, instead of traditionally used stabilizers, like lime and lime-cement mixtures. They can also be applied to the stabilization of organic soil and peat materials, which have been difficult to stabilize earlier.

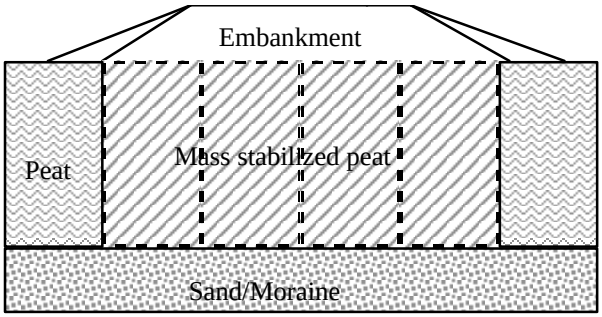


Figure 2: Mass stabilized block

Stabilizing technology also meets the principles of environmentally friendliness and sustainable development. Stabilizing agents produced by, e.g., Cementa and Merox in Sweden and Lohja Rudus in Finland are stabilizers that can be tailor-made for each stabilization application and soil type. The stabilizing agents are made from different activators (cement, lime and aggregates) and from industrial by-products (such as fly ash, the end products of a sulphur removal process and blast-furnace slag).

Much higher strength can be obtained by using these stabilizers instead of traditional agents, which also leads to significant cost-savings. Stabilizing agents available, as by-products are much cheaper on a mass specific basis than the traditional lime-cement stabilizing agent. Approximately 60 - 70 % of the cost of a mass stabilization can be attributed to the cost of the stabilizing agent and in order to be competitive it is, therefore, important to minimise the stabilizing agent costs.

The future of the mass stabilization method looks quite encouraging. Results obtained from pilot projects clearly show that it is possible to use this method both for construction and reparation of embankments. The active research to develop both more effective stabilizers and mixing tools has created new applications and has improved the competitiveness of this environmentally friendly technology.

ROAD STABILIZATION AND REPARATION

Case road No. 601 Sundsvägen at Råneå

At Luleå in northern Sweden, probably as the first project in the world, a road was constructed on stabilized peat in summer 1995. Stabilization, see Figure 3, was carried out in connection with road renovation works (road No. 601 Sundsvägen). The total length of the project is about 5 km of which about 700 m was stabilized. The total stabilization volume was about 10 000 m^3 and the construction costs about 2.2 millions SEK.

The measured shear strengths of stabilized peat (30 days) were 40 - 185 kPa (The natural undrained shear strength in peat was 7 kPa) and the target value of 50 kPa could be clearly obtained. The measured settlements of embankment have been 50 - 200 mm during 6 years after stabilization. Nearly all of the settlements have taken place during preloading stage before pavement construction.

The stabilizer used for mass stabilization was Lohjamix V16. The quantity of stabilizer used was 150 kg/m^3.

The Lohjamix stabilizer V16, which are produced by Lohja Rudus in Finland, is made from a activator (cement) and from a industrial by-product (blast-furnace slag).



Figure 3: Mass stabilization is carried out at highway 601 Sundsvägen, Råneå, Sweden

Case road No. 45 Arvidsjaur

The project comprises mass stabilization beneath the both embankment sides on road No. 45, Akkavare – Arvidsjaur, Sweden, from 0/600 – 1/300. The road was in very bad condition and hade been sunk to almost the soil surface and even horizontal movements gone on. The purpose of stabilization was to improve the bearing capacity of the road and the stability. In connection with improvement work the road level was raised, with approximately 0.6 m, and widened with approximately 0.5 m on the both sides.

The existing road embankment lies, according to the geotechnical investigations, directly on peat. The thickness of the fill is about 1.5 m. The thickness of the peat beneath the embankment is about 4.5 m. Beneath the peat there is sand and moraine. The water content in the peat varies between 660 and 990 %. The peat has a shear strength of approximately 8 to 10 kPa.

The mass stabilization was performed beneath the road both sides, see Figure 4. The width of the stabilized side block was 3 m and the stabilization was carried out from the bottoms of the embankment sides to firm ground. The thickness of the mass stabilization was on average 3.0 to 3.5 m.

The stabilizer used for mass stabilization was Portland cement. The quantity of stabilizer used was 200 kg/m^3.

The measured shear strengths of stabilized peat (30 days) were over 300 kPa and the target value of 40 kPa could be clearly obtained. The measured settlements of embankment have been 230 - 320 mm during 3 years after stabilization. Nearly all of the settlements have taken place during preloading stage before pavement construction.

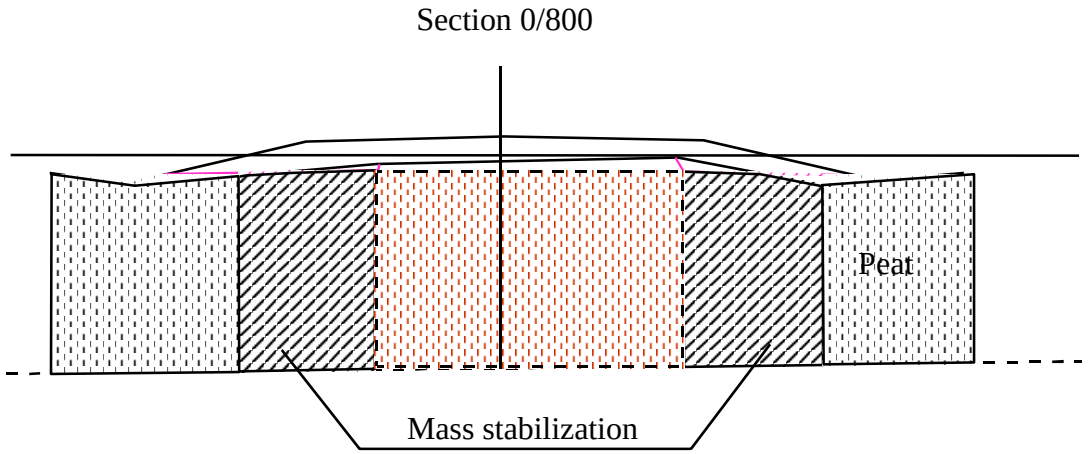


Figure 4: Cross section of the road

CONCLUSIONS

The future of the mass stabilization method looks quite encouraging. The results from projects show clearly that it is possible to construct and repair embankments with high quality (sufficient stability and minor settlements afterwards) to moderate price. Because of the environmental factors the new method is ideal for road and railway construction and streets in urban areas where soil replacement causes inconvenience. The active research to develop both more effective stabilizers and mixing tools creates new applications and improves competitiveness of this environmentally friendly technology.

REFERENCES

(1) Hoikkala, S., Leppänen, M., Lahtinen, P. "*Mass stabilization of peat in road construction*". XII Nordic Geotechnical Conference. Reykjavik (Iceland), 26-28 June 1996.
(2) Jelisic N. "*Mass stabilization*" (In Swedish). Licentiate thesis. Department of Soil Mechanics, Lund Institute of Technology, Lund University. Lund. 1999.
(3) Jelisic, N. "*Mass stabilization – a economically advantageous and environmentally friendly method*" (In Swedish). Grundläggningsdagen. Stockholm. 2000.

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPANA)

1ST INERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILIZATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

EMPLEO DE MATERIALES LOCALES EN LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS EN LA ISLA DE QUESHM (GOLFO PÉRSICO)

ROAD CONSTRUCTION IN QESHM ISLAND IN PERSIAN GULF BY USING LOCALLY AVAILABLE MATERIALS

A. Kavussi
Head of Highway Group
Tarbiat Modares University
Jalal Al Ahmad Highway
Tehran 15875-1811
Iran
kavussia@modares.ac.ir

M.A. Atabaki
The Manager
Wirtgen Tehran
No. 7, 1st Alley, Miremad St.
Tehran 15875-1811
Iran
wirtgen@mavara.com

RESUMEN

La isla de Qeshm, la mayor del Golfo Pérsico, tiene terrenos y materiales formados exclusivamente por arena, marga y rocas marinas (fundamentalmente arenas naturales cementadas, conocidas como “Cap Rock”). Aunque este material es relativamente duro, tiene una baja densidad que impide su uso en la construcción de firmes de carretera. En la isla no existen prácticamente áridos convencionales.

En estas condiciones se proyectó la construcción de una carretera principal que conectase las dos mayores ciudades. El objetivo principal del proyecto fue el empleo de los materiales locales descritos en la explanada y minimizar la importación de áridos a la isla. Para ello, se realizó un estudio para determinar el método más adecuado desde el punto de vista técnico y económico.

Los ensayos de campo y de laboratorio mostraron que el apoyo de la carretera era bastante débil (con valores del CBR variando entre 1 y 3) y con un elevado nivel de humedad. En estas condiciones, se decidió aumentar la resistencia de estos materiales mediante su estabilización.

La abundancia de cal en la isla y su idoneidad para los materiales existentes, decidieron su empleo, determinándose su contenido y el del agua para proceder a la estabilización.

Tras la construcción de cada capa se extraían testigos, sobre los que se realizaban una serie de estudios detallados, que demostraron la idoneidad de la estabilización con cal de arenas y materiales marinos fósiles. En este caso, se incrementaron los valores del CBR in situ así como el comportamiento de los materiales compactados en obra.

ABSTRACT

Qeshm Island, which is the biggest island in Persian Gulf has soil foundation and mine materials that are formed only of sand, marl and marine rocks (mainly natural cemented sand named as “Cap Rock”). This material although being rather hard has a low density and as such can not be used for pavement construction.In the island there is practically no conventional aggregates.

In these conditions a major highway was planned to be constructed that connects its two major towns. The main objective in the project was to use the above local materials for the pavement foundation layers and minimize the import of aggregates to the island. With this regard a research has been carried out to find out the most feasible method that is technically accepted and economically justified.

The field and laboratory tests revealed that the roadbed was rather weak (with CBR values ranging from 1 to 3) and the water table level was high. In these conditions it was decided that a stabilization technique should be carried out to strengthen the above materials.

The abbondance of lime in the region and its suitability for the above materials promoted this to be used. The amounts of lime and the water content that would be enough for the stabilization technique were determined.

After constructing each layer, core samples were taken and a detailed study was carried out on these. It was revealed that the above technique is a proper method for stabilizing sand and marine fossilized materials. In this case great in situ CBR values and increased performace resulted from the compacted materials in the field.

PALABRAS CLAVE

Estabilización con cal, ensayo CBR, materiales marinos

KEY WORDS

Lime stabilisation, CBR testing, marine materials

1. INTRODUCTION

Qeshm is the biggest island in Persian Gulf. It is located in Straight of Hormoz at entrance to Persian Gulf. The lack of aggregates in this island has made it difficult and expensive to build large construction projects in the island. In fact, aggregates have to be brought from the main land by ship. In this island a highway project was planned to be constructed that would connect its two major cities, namely Qeshm and Dargahan. However, the great material quantities that had to be brought from the main land made the project costs to be too high and not justifiable.
The possible alternative was to consider to use the local rocky marine materials that are consisted of cemented sand and fossilized materials. However, these are low density hard materials that can not be performed properly if these are not strengthened using proepr stabilizing agents. In this project lime that is also produced locally has been used to strengthen the above materials substituting these with conventional materials for road foundation layers.

2. MATERIAL PROPERTIES

The marine rocks were tested under conventional aggregate testing as it is reported in Table 1. From this table it can be seen that these have quite low densities and their water absorption is quite high. A small change in volume was noted for the moist samples compared with the dry one. However, this was not great and the change in volume could not be measured with the ordinary laboratory equipments. Hence, the materials were considered not to be susceptible to swelling.
The compressive strength of the rocky marine materials were determined and the results are reported in Table 1. Although the compressive strengths were not too bad, some drop in strength of the soaked samples was noted. This was around twenty percent for some tested samples (Table 1). It was considered that if the marine materials are cemented with a proper stabilizing agent, their strength would be increased.

Table 1 – General properties of marine rocks in Qeshm Island

Sample No	Density		Water Absorption (%)	Soundness – Sodium Solfate (%)	Los Angless (%)	Compressive Strength (Kg/Cm^2)	
	Apparent	True				Dry	Soaked
1	1.81	2.02	5.8	3.6	34	113	103
2	1.87	2.21	7	2.9	42	112	97
3	1.85	2.19	6.5	3.2	38	109	95

Samples were prepared for optimum moisture content and CBR determination. The compaction was performed at different compaction levels and all the samples were soaked in water for four days before testing. A typical result is reported in Data Sheet 1. On these sheets the upper tables show the CBR test results of the samples that were

compacted under different numbers of weigth drops and the lower tables show the CBR values at compaction levels that varies from %90 to %100.
The lower figure in the above data sheets show the relation between the densities and CBR values for the samples that were prepared under different compaction levels. It can be seen that the applied compaction effort has quite pronounced effects on the mechanical properties of the samples. In fact, the samples that were prepared under 56 weight drops showed CBR values in excess of 50 while those that were prepared with 10 weigth drops had CBR values of just over 20 and the samples that were prepared with 25 weigth drops showed CBR values between these.

3. STABILIZATION

The island is rather rich of lime. This is in the form of cemented marine fossils. By processing these with heat in lime production stablishments, lime powder is produced. For this purpose several local lime production units were established and the daily need of the project for lime was prepared in these units and were transported to the project site.
The local materials were tested after adding different amounts of lime, varying from %1 to %4 and mixing these at different moisture content levels. It resulted that the addition of only a small amount of lime had a marked effect on strengthening the marine materials. Therefore, the tests were limited just to values of 1 and 2 percents. Typical results are shown in Data Sheets 2 and 3. The tests were those that were carried out on samples containing no lime (Data Sheet 1); except for the curing conditions. In fact, it is well known that the strengthening effects of lime increases with curing time and condition (1). This starts from a few hours to several weeks. However, in order to get rather fast results from the laboratory studies, the curing condition was limited to keeping the samples for 48 hours in the oven at 50 ^{o}C and then saturating these for a further 48 hours in water.
With reference to Data Sheets 2 and 3, it can be seen that the addition of lime although did not affect too much the densities (compared with the non stabilized samples in Data Sheet 1) it increased the CBR strengths and reduced the swelling characteristics of the materials.
It should be mentioned that although compressive strength data were obtained for the rocky marine materials, field CBR testing was considered to have more meaning for the lime stabilized materials. This was because the compression test was performed on the intact rocky materials and the stabilized samples were quite different materials both in structure and grading. Hence, the comparisson between the two tests could not be considered that reliable.
For the upper layers it is planned to use cement and foam bitumen to stabilize the above weak local materials. The reason for this was to use cement in order to strengthen the materials and apply foam bitumen so that to achieve some flexibility in the upper layers. The cement and foam bitumen mix design was performed previously in a highway project in the main land (2).

4.1 Field work

A stabilization train which consisted of a Wirtgen WR200 cold recycler machine, a water sprying tanker, a grader and a heavy vibrating roller were used to perform the

job. Although the machine is normaly used on cold in place recycling projects it can equally be used for stabilization works as well. The environmental and economical benefits of using the machine on different recycling projects has been widely experienced (3 and 4).
The highway foundation layers were stabilized by adding %1 or %2 lime to the above mentioned rocky marine materials that were brought to the site from the island mountain mines only a few kilometer from the job site. The optimum moisture content was found to be %8.5 for the non stabilized samples and %9 and %9.5 for the materials that were stabilized with %1 and %2 lime respectively.
In order to perform the job on site, selected materials were laid layer per layer. On top of each the required lime was spread and immediately after the cold recycler machine mixed and laid the stabilized materials. The thickness of the remixed materials on each pass was on average 250 mm after compaction.With thicker layers it was difficult to perform the compaction evenly through the layer. And with thinner layers a long construction period was required.
Part of the required water was added by a tanker and part of it was added through the above recycling machine while the mixing was in process with the recycling machine. compactor.

4.2 Field data

Field CBR test was carried out 48 hours after that the compaction was completed. Table 2 shows the results in several points along the highway. With reference to this table, the following points could be noted from the field data:

a) The moisture contents after forty eight hours from the compaction was almost half of the original one. The reason for this was considered to be partly due to the high evaporation in the area (being a hot climate region) and partly because of the curing process of lime which absorbs some moisture.
b) The field densities were almost closed to those that were obtained in the laboratory. This will confirm the selected compaction method and the layer thicknesses in the field.

Table 2 - Field CBR testing of lime stabilized layers in Qeshm highway

Chainage (Km)	Lime Content (%)	Moisture Content (%)	Density (g/cm^3)	CBR Value
2+100	1	3.9	2.01	110
2+700	1	5.2	1.93	105
3+300	1	4.6	2.03	99
4+700	1	3.8	2.00	118
5+700	1	4.8	1.88	87
7+200	1	3.2	1.98	97
9+500	2	3.4	2.07	164
10+200	2	6.1	1.91	121
11+700	2	4.7	2.01	110
12+250	1	3.4	2.04	89
12+800	1	5.7	1.96	93

c) Field CBR values were generally around 100 for the materials with %1 lime and 120 for those with %2 lime. Considering that these are the values after two days of curing, it is expected that the stabilized materials will strengthen further upon longer curing times.

5. CONCLUSIONS

From the work which has been carried out in this work so far, the following conclusions could be drawn:

1. could be used as road foundation materials so far as these are stabilized with a The marine rocks that consisted of cemented sands and marine fossils proper stabilizing agent.
2. The lime that has been produced locally in the island was considered to be the appropriate stabilizing agent for the lower layers. For the upper layers a combination of cement and foam bitumen was planned to be used.
3. It is known that low density materials generally exhibit low strength values. It was shown that by applying just one or two percent lime it is possible to strengthen the above low density materials. In fact, CBR values of over 100 were obtained after two days of curing.
4. Although the island materials were not much susceptible to swelling, the addition of lime futher reduced this susceptibility.
5. The compaction effort has a pronounced effect on the final mechnical properties of the materials. Hence, it is important to apply a proper compaction level. The heavy vibrating sheep foot roller that was used in this project was a suitable one to compact the layers at 250 mm thickness.

REFERENCES

1. Sherwood P.T., “Soil stabilization with cement and lime”, State of the Art Review, Transport Research Laboratory, U.K., 1993
2. Kavussi A., “Strengthening a heavily trafficked road using foam bitumen technique”, Proceedings, 10th Road Engineering Association of Asia and Australasia Conference, Tokyo (Japan), 4-9 September 2000
3. Davio R., “Lessons learned: Texas Department of Transportation efforts to increase the use of recycled materials”, Public Roads, U.S. Department of Transportation, July/August 2000
4. Wilburn D.R. and Goonan T.G., “Aggregates from natural and recycled sources: Economic assessment for construction applications – A materials flow study”, U.S. Geological Survey, U.S. Department of the Interior, Washington D.C., June 1998

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS CON CAL Y REFUERZO DE UNA BASE CON CEMENTO Y ESPUMA DE BETÚN EN EL AEROPUERTO DE ASSALOUYEH (IRÁN)

SUBGRADE STABILIZATION WITH LIME AND BASE STRENGTHENING WITH CEMENT-FOAM BITUMEN, A CASE STUDY IN ASSALOUYEH AIRPORT IN IRAN

A. Kavussi
Head of Highway Group
Tarbiat Modares University
Jalal Al Ahmad Highway
Tehran 15875-1811
Iran
kavussia@modares.ac.ir

M.A. Atabaki
The Manager
Wirtgen Tehran
No. 7, 1st Alley, Miremad St.
Tehran 15875-1811
Iran
wirtgen@mavara.com

RESUMEN

El aeropuerto de Assalouyeh se encuentra en la zona norte del Golfo Pérsico. Se construyó en los años 80 como un centro de operaciones para aviones pequeños. Su pista se encuentra a unos pocos cientos de metros del borde del mar. Como respuesta al desarrollo de los campos petrolíferos persas en el sur del país, se decidió prolongar la pista existente, con el fin de que pudiesen operar grandes aviones como el Boeing 747, 400 y los Airbuses 300-600. El programa de ampliación consistió en el ensanche de la pista de 30 a 60 m, y el incremento de su longitud, de 1800 a 3800 metros.

Un estudio detallado y un programa de ensayos puso de manifiesto que debido a la debilidad de la explanada natural y a su elevado contenido de humedad, la capacidad portante de la pisa era bastante baja. Se utilizó cal para estabilizar la zona de la ampliación. La capa de base se reforzó mediante el empleo de cemento y espuma de betún. En los tramos antiguos se reciclaron las capas bituminosas también con cemento y espuma de betún.

El reciclado se llevó a cabo con un tren de reciclado Wirtgen formado por una recicladora WR 2500 y una unidad WM 400 de aportación de lechada de cemento, seguido por un rodillo vibrante pesado Hamm.

Los ensayos realizados tras la estabilización mostraron un aumento del valor del CBR de la explanada (valores del CBR comprendidos entre 1 y 3 se incrementaron por encima de 20 a un nivel de compactación del 95%), y una resistencia a compresión del material de la capa de base del orden de 30 Kg/cm^2.

Los testigos extraídos en diferentes puntos de la pista y con diferentes periodos de curado, pusieron de manifiesto las siguientes ventajas de esta técnica:

1) Ahorros con el empleo de materiales reciclados en lugar de materiales nuevos de aportación;
2) Reducción en el plazo de construcción;
3) Reducciones de espesores a la mitad, en comparación con el método convencional de reconstrucción de la pista antigua mediante la extensión de materiales no tratados; y
4) El firme de la pista ha funcionado excelentemente después de dos años de su puesta en servicio.

ABSTRACT

Assalouyeh airport is located in northern part of Persian Gulf. This was first constructed in 1980’s for small aircraft operations. It’s runway is located only few hundred meters away from the seaside. In response to the recent developments in Persian oil fields in south of the country, it was decided to extend the existing runway in order to let the heavier aircrafts, such as Boeing 747, 400 and Airbuses 300-600 to land on it. The expansion program consisted of widening the runway from 30 to 60 meters and increasing its length from 1800 to 3800 meters.

A detailed study and testing program revealed that due to the weak natural subgrade and high water table level, the bearing capacity of the runway was rather low. Hydrated lime was applied in the extension area of the runway, in order to stabilize the subgrade foundation. The base layer was

strengthened using cement and foam bitumen. In the old section of the runway, the bituminous layers were recycled, applying cement and foam bitumen.

The above technique was applied using a Wirtgen cold in place recycling train, consisting of Cold Recycler WR 2500 and Cement Suspension mixing unit WM 400, followed by a heavy HAMM Vibrating Roller.

The tests, performed after the stabilization work, showed that the CBR values of the pavement foundation were increased (CBR values of 1 to 3 were increased to values more than 20 at %95 compaction); and the unconfined compression strength values of the base were around 30 Kg/cm^2.

From the core samples, taken at different localities of the runway and at different curing periods, it was resulted that the above technique imparted the following achievements:

1) Savings with regard to the use of recycled materials rather than virgin ones;
2) Reduced construction time;
3) Thickness reductions to half, compared with the conventional method of reconstructing the old runway and extending it by applying untreated materials, and;
4) The runway pavement has excellent serviceability after two years of operation

PALABRAS CLAVE

Espuma de betún, estabilización con cal, estabilización con cemento.

KEY WORDS

Foam bitumen, lime stabilization, cement stabilization

1. INTRODUCTION

Assaluyeh Airport, located in the vicinity to the newly developed Pars petroleum fields in Persian Gulf, was first constructed in 1977. At that time it was designed for small aircrafts operation, and hence, its runway was just 1800 m long and 30 m wide. Its present strategical position made it prone to be extended to an international level airport. Therefore, it was decided to extend its runway to 3800 m and widen it to 60 m. In this case it could be operated by heavy aircrafts. Fig. 1 shows the plan of the runway, where the extended area is shown in conjunction with the old runway.
A programmed field and laboratory tests was carried out to determine the bearing capacity of the runway and its material properties. Test pits were opened to a depth of two meters and Dynamic Cone Penetration test was carried out to find out the material characteristics and the load carrying properties of the deeper layers. In brief, the investigations resulted in the following:

1. The natural soil compaction level varies between 65 to 80 percent.
2. The subgrade soil is formed of fine sand and marine materials;
3. The water table level is high due to the proximimy of the runway to seaside, and;
4. The runway pavement foundation is formed of unbound poorly graded aggregates as its base, and natural riverbed materials as its sub-base layers.

Some of the characteristics of the natural subgrade are shown. In Table 1. As it can be seen, the soil is very fine; with high Atterberg limits and low natural compaction levels

Table 1- Principle characteristics of the natural subgrade

Sieve size passing (%)		Soil classification		Atterberg limits		Compaction level
No-50	No-200	AASHTO	ASTM	PI	LL	
85-100	65-90	A-4 , A-6	ML , CL	8-17	31-37	65-80

From the above studies it resultet that the bearing capacity of the runway was rather low and its pavement materials needed to be strengthened.
In order to rehabilitate the existing pavement and extend it to the above-mentioned sizes, it was decided to stabilize the subgrade with lime and strengthen the upper layers with cement and foam bitumen. This was because of the abundance of lime in the region from one hand, and the availability of a robust cold in place recycling machine on the other hand.
Although the lime stabilization is experienced worldwide and well defined procedures are available for that (1), foam-bitumen stabilization or recycling has recently started to be used in highway and runway pavements and quite recent guidelines are issued for this (2, 3).

2. CONVENTIONAL REHABILITATION METHOD

Based on the conventional method of rehabilitation (i.e. using the ordinary non stabilized materials), the following rehabilitation design had been proposed:

1) Removing the existing natural ground to a depth of 300 mm and replacing it with riverbed materials;
2) Back filling the pavement with quarry aggregates at thicknesses between 0.00 to 450 mm (for runway profiling purposes);
3) Applying three layers of subbase and one layer of base materials, each 150 mm thick, and;
4) Applying five layers of bituminous mixes, consisting of two black base layers (100 mm thick each), two base courses (70 mm each) and one wearing course (60 mm thick).

With the above design method, the total thickness of the pavement would have been between 1000 to 1500 mm from one part of the runway to the other part, according to the geometry of the ground. In addition, expensive good quality materials had to be brought from long distances, in order to replace the existing poor quality ones. Plus, a rather long period of time would have been needed to complete the project.

3. APPLIED REHABILITATION

Considering the poor load bearing capacity of the soil from one hand, and the availability of large quantities of hydrated lime in the region on the other hand, it was decided to stabilize both the lower and upper layers by applying the following processes:
1) Remove the top 100 mm natural soil in the extended area;
2) Stabilize the subgrade by applying %3 hydrated lime. With this it will be possible to achieve CBR values of at least 20 after one week curing;
3) Prepare the runway profile by applying the local natural riverbed materials and stabilize these with %3 lime. The total thickness of these layers varies from 0 to 450 mm, according to the design geometry of the runway;

4) Recycle the old runway, while cement and foam-bitumen is added to the materials in the top 250 mm layers;
5) Compact the stabilized layers with a heavy vibrating sheep foot roller, and finally;
6) Apply three layers of hot mix asphalt on top of all the stabilized layers.

Fig. 2 shows the cross sections in both the old and the extended part of the runway. In this figure the above various layers and thicknesses are clearly shown.

4. LABORATORY TESTS

The lime and foam bitumen stabilized layers were tested differently. The lime stabilized layers were evaluated by CBR testing. This was performed on samples that were cured at different conditions. The foam-bitumen stabilized layers were tested, applying Marshall and indirect tensile tests. The details are explained as follows.

4.1. Lime stabilization

Samples containing different amounts of lime and moisture contents were cured in the following conditions according to the local guideline (4):

1) At room temperature for 1, 7 and 28 days, and;
2) In saturated conditions and at room temperature for four days.

The CBR test, performed after the above curing conditions, indicated that the samples that contained low amounts of lime (i.e. less than %2) were not strong enough. A low strength pavement would be prone to distresses such as rutting and permanent deformation. In contrast, the samples that contained high amounts of lime (i.e. %4-%5) resulted to be too stiff. Such pavements would be prone to cracking.

Considering the above points, it was concluded that applying %3 lime would be enough for strengthening the pavement subgrade. In fact, Fig. 3 shows the CBR results of the samples that were cured at the above mentioned conditions.

In addition to the laboratory samples, cores were taken from the field and compression test was performed both on dry and soaked conditioned samples. The results are reported in Table 2. In this table the density and moisture contents of the cores are also reported.

4.2 Foam bitumen stabilization

Foam bitumen is achieved by adding a small amount of water to hot bitumen. The phenomenon is intensified when air pressure is applied at the mixing chamber. Foam bitumen is known as a stabilizing agent since 1950's; but the technique that is needed to prepare the foam for a mixing process in a fieldwork was not available.

The Wirtgen machine offers a spray bar system on which the foam bitumen expansion chamber nozzles are installed. In this technique, hot bitumen is injected into the expansion chambers at temperatures of approximately 170-180°C. At the same time a small amount of cold sweat water is added and immediately after this, foam-bitumen is formed. In order to increase further the volume of foam further, pressurized air is added. This makes the original volume of bitumen to increase some 25 times.

If, at the moment that foam is formed aggregates encounter the foam, their particles will be covered with bitumen. The presence of a large amount of foam assures a homogenous mixture.

Wirtgen WR 2500 cold in place recycling machine has several units that produce foam-bitumen. The units are positioned on the back of the mixing chamber. As it is seen schematically in Fig. 4, foam bitumen is sprayed onto the particles that are milled off from the pavement.

Table 2- Compression test results of core samples containing %3 lime

Chainage (Km)	Moisture content (%)	Dry density (g/cm^3)	Compressive strength (Kg/cm^2)	
			Soaked	Dry
0+475	6.9	2.19	41	30
0+500	8.3	2.16	36	24
0+800	7	2.16	33	23
0+900	6.9	2.21	39	23
1+200	7.1	2.19	37	29
1+250	6.9	2.19	41	30

In this project the mix design was performed by following the Asphalt Institute mix design method (5). The design was performed on the materials taken from the top 250 mm of the existing pavement and the optimum bitumen content was determined.
In addition to the determination of the amount of bitumen, it is necessary to determine the amount of water that is needed to produce the foam. This depends to several parameters, including bitumen type, mix temperature, air pressure and the volume of the chamber in which foam is produced. Before starting the stabilization process in the field, it is necessary to fix the above parameters and determine the required amount of water. For this purpose a laboratory foam unit was used (Fig. 5). The laboratory unit is portable so that it could easily be installed in field laboratories. The unit produces foam-bitumen in the conditions exactly equal to that of the above cold in place recycling machine in the field. In this unit, parameters such as air pressure, volume of the chamber unit and the temperature of bitumen are fixed and the amount of water is determined.
The time in which the bitumen remains in foaming state depends principally to the percentage of water that is added to hot bitumen (having fixed the other parameters). The more the amount of the added water, the greater will be the volume of the foam, however, the shorter will be the time in which the bitumen remains in foaming condition.
Fig. 6 shows the results of a laboratory work. In this figure the horizontal axis is the percentage of the added water, the left vertical axis is the change in volume of the foam and the right vertical axis is the half-life time of the foam bitumen.
Half-life time is the time in which the bitumen gets to a volume equal to half of the maximum that can be achieved for a particular bitumen. In a project, the foam bitumen design should be performed each time that the bitumen type and grade is changed.
The optimum water content is the amount of water that corresponds to the cross points of the two curves of volume and half-life time (Fig. 6). In this project the optimum water content corresponded to %1.8.

5. TEST RESULTS

For strengthening the base layer in the extended area, virgin crushed aggregates were stabilized with foam-bitumen. In the old runway section, the top 250 mm was recycled with the above technique. A minimum CBR of 30 was determined to be achieved, according to the local specification (4).
In the mix design process (5), %5.5 bitumen was determined to be added to the virgin aggregates and %2 to the materials in the top 250 mm of the existing pavement (as most of the binder consisted of that in the old bituminous layers). The addition of bitumen was in the form of foam, using a cold in place recycling machine.

5.1 Addition of cement

The laboratory studies showed that with the above materials, the required CBR of 30 could not be achieved in short curing time. Because of this, samples containing different amounts of cement were also tested. It was revealed that by adding a small amount of cement, the required strength will be achieved. Therefore, for the field conditions, it was decided to add %1 cement while the foam-bitumen stabilization process is carried out. It should be mentioned that the addition of %1 cement was considered to be enough for stabilization purposes. The addition of more amounts stiffened the mix too much, which would impart the danger of load or shrinkage associated cracking. The addition of less than %1 was considered not to be enough for strengthening purposes.

The addition of cement was in the form of slurry cement that was prepared by a Wirtgen W-400 slurry cement mixing unit. This machine that moves at the back of the cold recycler machine in the recycling train, mixes cement with water and the prepares slurry cement. The slurry is then conducted to the mixing chamber of the cold in place recycling machine (via rubber pipes). At the moment of spraying the foam-bitumen on the aggregate particles, the slurry cement is also spread (Fig. 4).

Adding cement was considered to increase the mix stiffness so that it could resist deformation and loss of strength. Although the recycling unit can stabilize 500 mm thick layer in one pass, however, because of the difficulties in compacting the thick layers, the stabilization was limited to layers 250 mm thick (after compaction).

The results of Marshall and Indirect Tensile Testing (ITT) of the core samples, taken from both the old and new sections, are shown in Tables 3 and 4 respectively. In these tables the percentage of moisture content, the density and the retained strength values of the various samples are also reported. The retained strength is the ratio of the ITT values of the saturated samples to those of dry ones. It should be mentioned that for the local specification limits, a Marshall stability of 700 Kg is required for the dry samples and 250 Kg for the samples that were kept in water for 24 hours before testing.

FIG. 5- Laboratory compact unit for foam bitumen design

6. DISCUSSION

The compression test results, performed on core samples (Table 2) indicate that the bearing capacity of the runway foundation is increased greatly. This was also the trend for samples that were cured for 24 hours in water. Considering that lime stabilized materials would gain increased strength upon curing, it is expected that these layers would be stronger in future. In fact, two years after its operation, the pavement has shown no distresses so far.

On comparing the compression test results of the dry and soaked samples, it is noted that the drop in strength of the soaked samples was between 20 to 30 percent only. This means that the drop in strength of the soaked stabilized samples is much less than the non-stabilized ones.

With reference to Tables 3 and 4, it is noted that the cemented foam-bitumen mixes (in the pavement upper layers) exhibited both high compression and high tensile strength values.

Table 3- Properties of core samples in the rehabilitated (old) part of the runway

Chainage (Km)	Moisture content (%)	Density (g/cm^3)	Bitumen content (%)		Marshall properties at 60°C		Indirect tensile test at 25°C		
			Foam Bitumen	Total	Stability (Kg)	Flow (0.01 mm)	Dry (Kpa)	Soaked (Kpa)	Strength ratio (%)
0+300	4.5	2.05	2.9	5.8	753	380	480	438	91
0+350	4.4	2.06	2.8	5.7	832	340	635	527	83
0+420	5.0	2.05	3	5.3	725	335	500	352	71
0+550	5.2	2.07	2.9	5.9	1060	359	569	459	87
0+830	4.0	2.04	2.7	5.6	715	360	520	407	78
1+100	6.6	2.15	2.7	5.6	1333	360	619	518	84
1+500	5.7	2.13	2.3	5.2	1023	284	641	578	90

Notes: 1) Soaked samples are those which have been kept in water for 24 hours at 25°C
2) Retained strength is the ratio of the soaked to dry strengths

Table 4- Properties of core samples in the extended part of the runway

Chainage (Km)	Moisture content (%)	Density (g/cm^3)	Bitumen content (%)	Marshall properties at 60°C		Indirect tensile test at 25°C		
				Stability (Kg)	Flow (0.01 mm)	Dry (Kpa)	Soaked (Kpa)	Strength ratio (%)
1+620	5	2.15	4.5	975	355	587	389	66
1+700	4.6	2.13	5	1560	375	641	447	70
1+800	5.7	2.13	4.4	1755	390	678	519	77
1+870	4.7	2.13	4	1560	290	766	637	83
1+880	5.3	2.14	4.9	1605	290	696	490	70
1+900	4.5	2.11	4.5	1040	375	713	463	65

Notes: 1) Soaked samples are those which have been kept in water for 24 hours at 25°C
2) Retained strength is the ratio of the soaked to dry strengths

Comparing the Marshall and ITT results of the core samples taken from both the old section and the extended area (i.e. Table 3 with Table 4), it can be seen that the newly extended part is some how stronger. This might be due to the following reasons:

1) The existing pavement was constructed several years ago and hence, the mixes in this section had been weathered some how, and;
2) In the new sections, all the required bitumen was added in the form of foam bitumen, while in the old section the majority of the binder content was that in the existing mix. This latter, being hard has obviously contributed less to the newly mixed particles.

From the Marshall and ITT tests (in both Tables 3 and 4), the following points could be noted:

a) The Marshall stability values of both dry and soaked samples were greater than the minimum required in the project. Yet, because of the addition of cement, it is expected that the pavement strength will be increased by time;

b) Where the Marshall stability or sample densities were greater, the flow values were generally lower. This means that the stiff mixes are less flexible;
c) The drop in strength of the stabilized soaked samples, compared with the dry ones was not great. This indicates that in the case of pavement saturation in the field, it is expected that the runway would resist critical distresses, such as settlement or deformation;
d) The densities and Marshall stabilities of the foam-bitumen stabilized mixes in the extended area were some how greater than those in the old section. This again might be the consequence of the better contribution of foam bitumen in covering the mix particles. This facilitates the compaction process which will result in greater densities, and;
e) The stabilized samples in the old section showed to have densities, which varies among each other. This could be due to the non-uniformity of the materials in the old runway pavement.

7. CONCLUSIONS

From the stabilization work that was carried out on the runway of Assalouyeh airport, the following conclusions could be drawn:

1. The two stabilization methods (i.e. lime and cemented foam-bitumen) strengthened the runway pavement greatly. This was through both in the old and new sections of the runway.
2. The high dry and soaked compression test results that were achieved from the core samples in the subgrade, indicate that even in saturated conditions, the load bearing capacity of the runway is great.
3. The pavement recycling train that consisted of a cold in place recycling unit, a cement suspension mixing unit and a sheep foot vibrating roller were quite efficient in performing a uniform stabilization work.
4. The addition of %3 lime that was applied in the runway foundation, and %1 cement that was applied in the upper pavement layers (in addition to the mentioned foam bitumen) were considered to be appropriate amounts for this project stabilization. The addition of greater values resulted in too much stiffening and the addition of lower values resulted in little contribution in pavement strengthening.
5. The core samples, taken from the extended part of the runway were generally stronger than those taken from the old parts. The main reason for this was considered to be the little involvement of the old bitumen in the existing mix in covering the milled off particles.
6. After two years of flights operation, no particular distresses have so far been observed. Considering the long curing process of the lime stabilization, it is expected that the pavement would perform properly during its service life.

REFERENCES

1. Sherwood P.T., “Soil stabilization with cement and lime”, State of the Art Review, Transport Research Laboratory, U.K., 1993

2. “Cold deep in place recycling, technical recommendations and application specification”, A.A. Loudon and Partners Consulting Engineers, South Africa, August 1995

3. Milton L.J. and Earland M.G., ”Design guide and specification for structural maintenance of highway pavements by cold in situ recycling”, TRL Report 386, Transport Research Laboratory, 1999

4. “General specifications for the design of bituminous mixes for road construction”, Research Centre, Ministry of Roads and Transportation, Iran, 2001

5. “Mix design methods for asphalt concrete and other hot mix types”, Manual Series No. 2 (MS-2), Sixth Edition, Asphalt Institute, USA, 1993

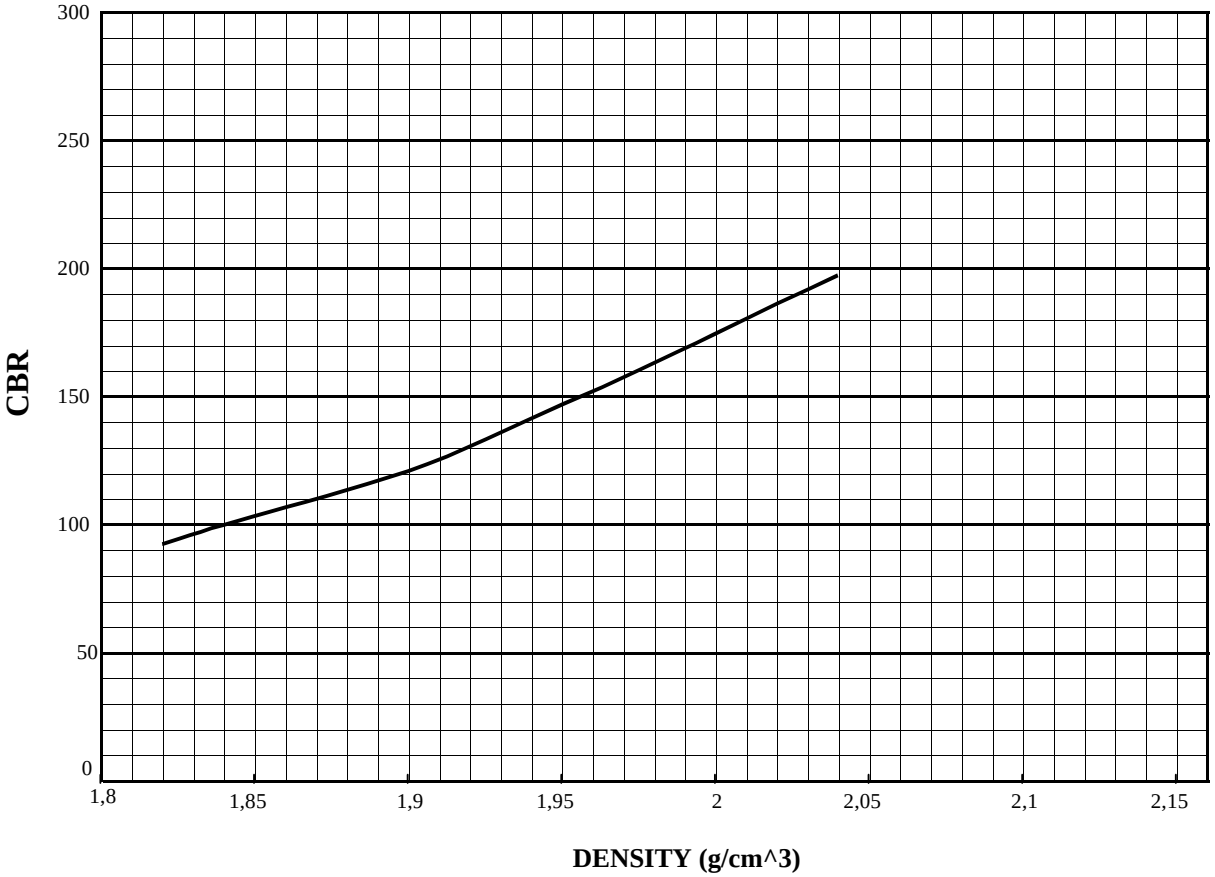
6. Brown S.F. and Cooper K.E., “The mechanical properties of bituminous materials for road bases and basecourses”, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 53, 1984, pp 415-437

PROJECT : QESHM - DARGAHAN HIGHWAY
Sample:Mine material containing 2% lime

Curing condition:Four days saturation in water then two days at 50 c

NO OF BLOWS	DENSITY (%)	MOISTURE CONTENT (%)	SOAKED CBR	SWELLING AFTER 96 HOURS IN WATER (%)
10	1,82	9,3	92	0,2
25	1,92	9,2	130	0,1
56	2,04	9,1	196	0

MAX. DENSITY (g/cm^3)	MOISTURE CONTENT (%)	COMPACTION METHOD	CBR AFTER DIFFERENT COMPACTIVE EFFORTS (%)		
			90	95	100
2,04	9,1	AASHTO T 180	100	140	190



Data Sheet 3-The effect of compaction on CBR , swelling & densities of island material containing 2% lime

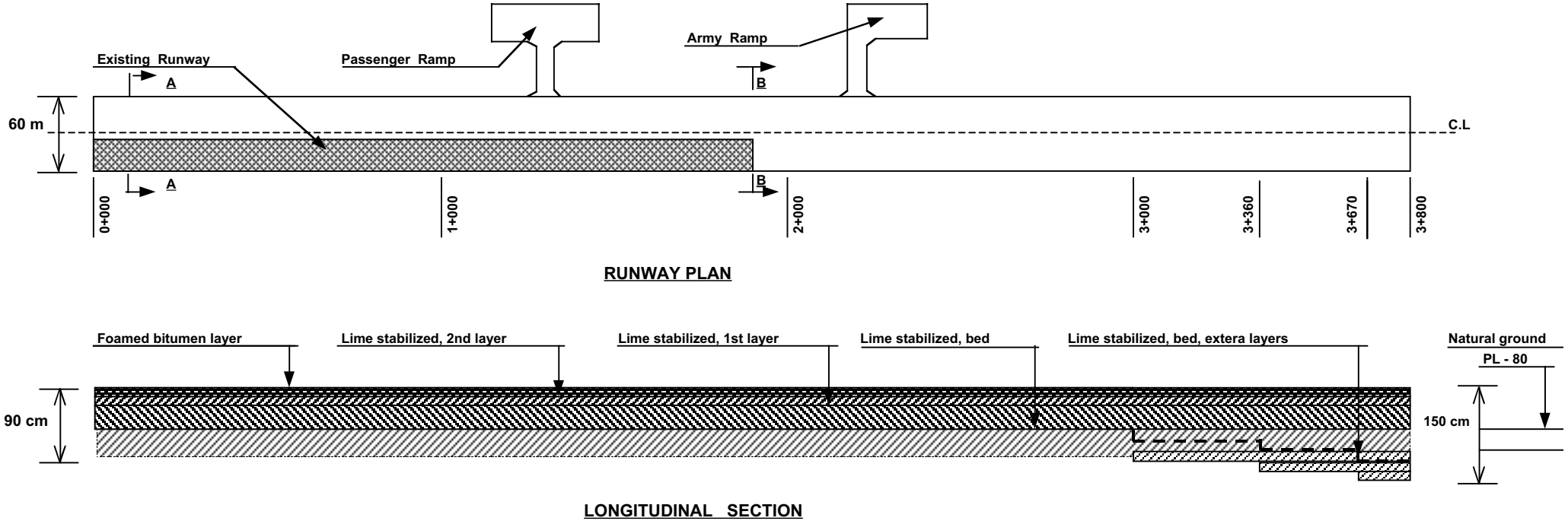


Fig 1- The plan and longitudinal section of Assaluyeh airport

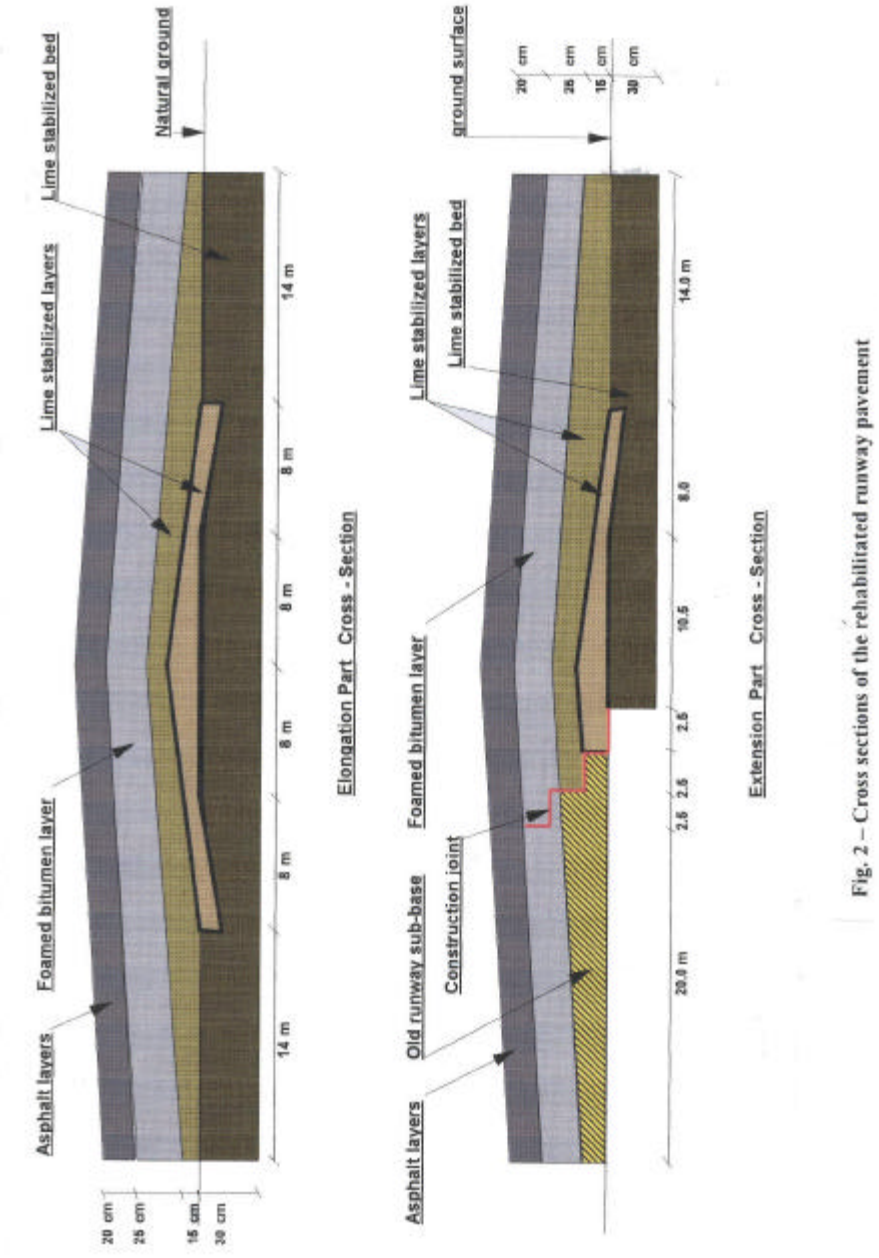


Fig. 2 – Cross sections of the rehabilitated runway pavement

Fig. 2 – Cross sections of the rehabilitated runway pavement

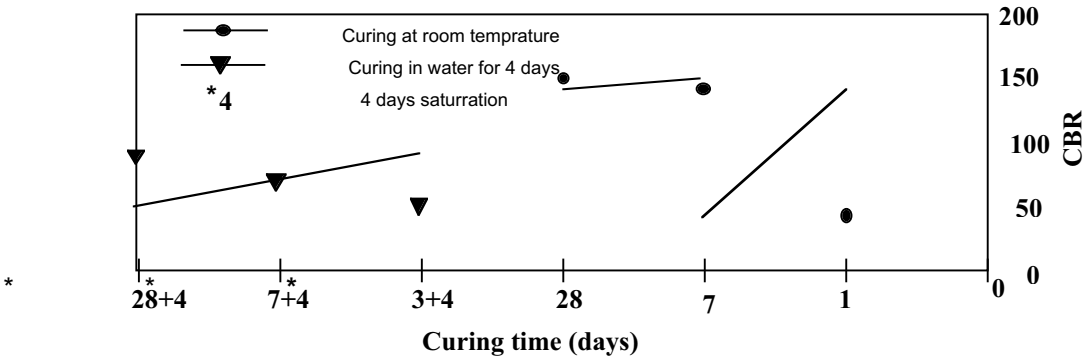
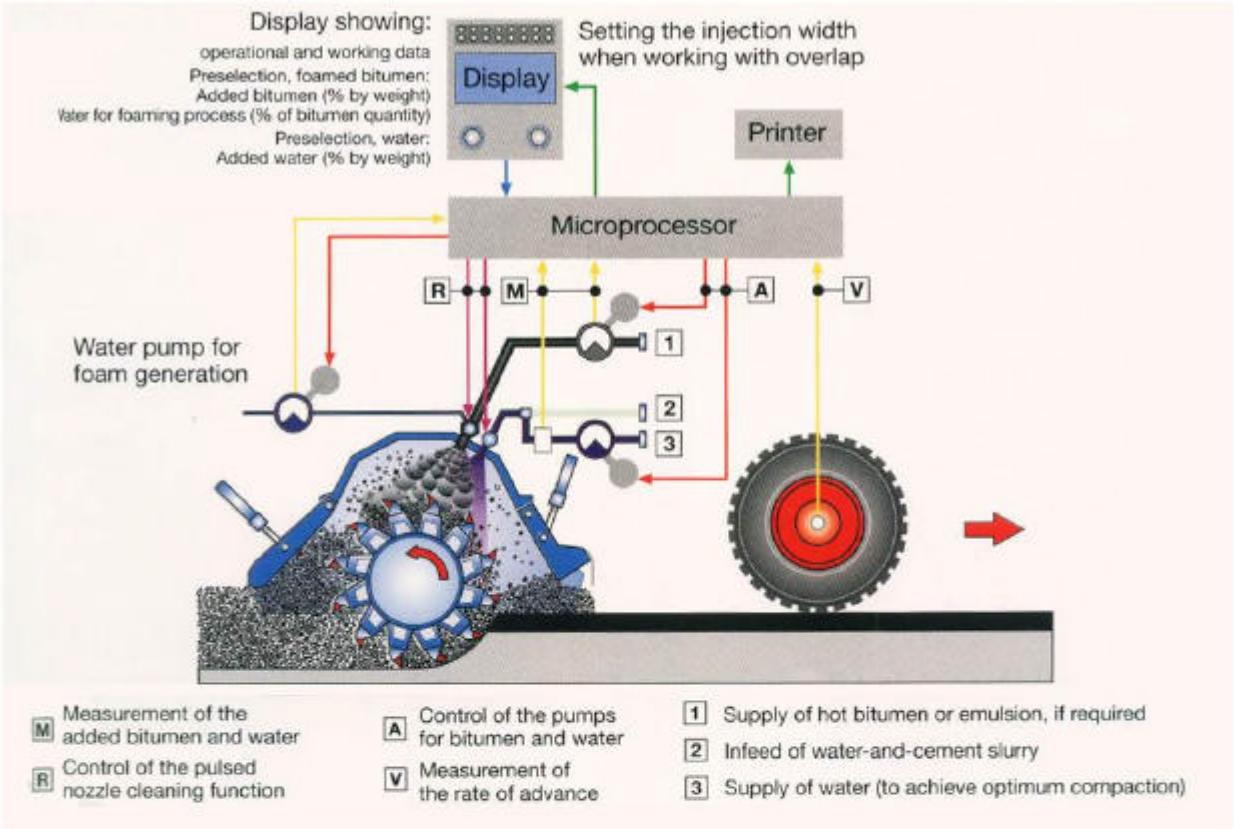


Fig. 3 - CBR values of samples stabilized with 3% lime



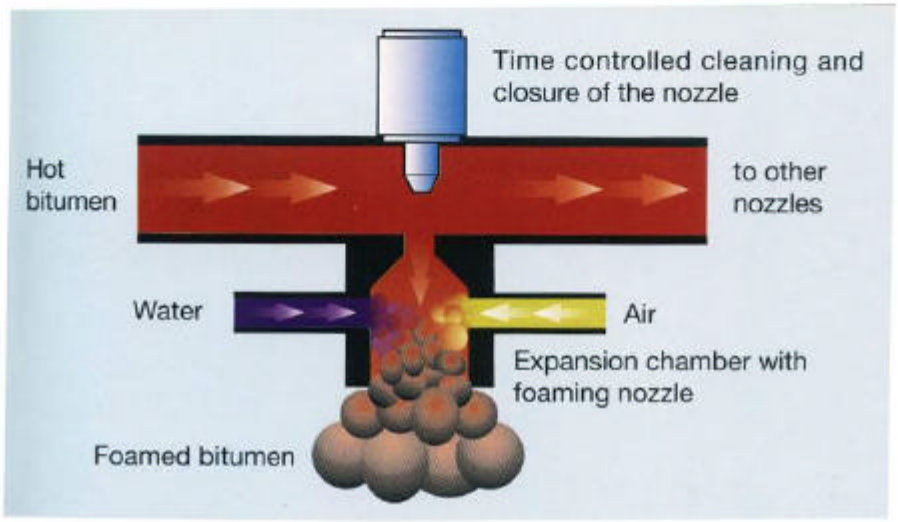


Fig. 4- Foam bitumen production and injection system in the cold recycler machine

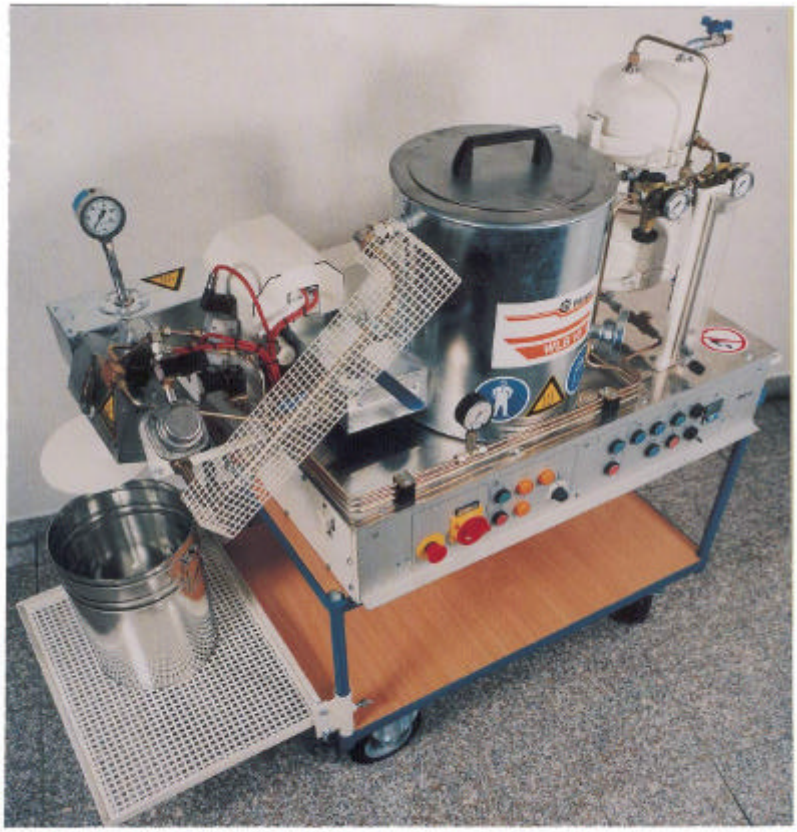


Fig. 5 – The compact foam bitumen laboratory production unit

Fig. 5 – The compact foam bitumen laboratory production unit

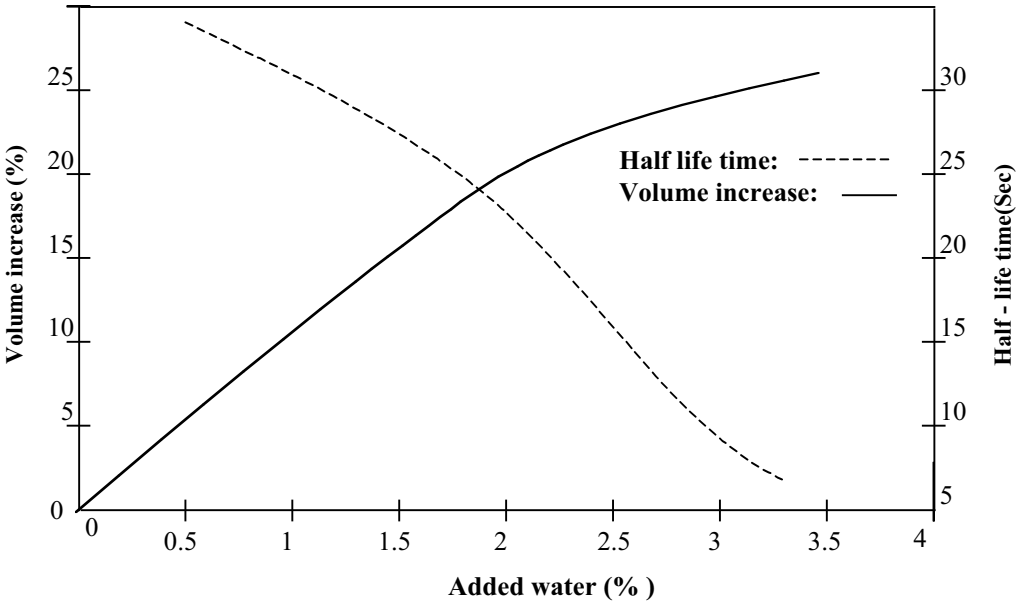


Fig. 6 - Water content determination for foamed bitumen designing

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA NUEVA CONEXIÓN FERROVIARIA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE COLONIA Y FRANCFORT (ALEMANIA)

SOIL STABILISATION AT THE NEW CONSTRUCTION OF THE ICE RAIL LINK BETWEEN COLOGNE AND FRANKFURT/GERMANY

A. Marquardt
Sales Manager
Wirtgen GmbH
Hohner Str. 2
53578 Windhagen
(Germany)
salesasiaiberia@wirtgen.de

RESUMEN

La obra de la nueva traza de tren rápido interurbano para el tráfico ferroviario de gran velocidad entre Colonia y el aeropuerto Rhein-Main (Reno-Meno) de Francfort es actualmente la obra más larga de Europa. La traza pasa por una región morfológicamente muy movida con características de sustrato que cambian frecuentemente.

En la vía de 204 km de largo, para la que se optó por el principio de construcción del ”carril fijo“, se exige mucho del lecho de vía y de la subestructura que se encuentra debajo y por lo tanto de la calidad del terreno.

Esta comunicación describe los métodos de estabilización de suelos que se aplicaron en el transcurso de las obras para transformar los suelos locales en una explanada con una buena capacidad portante, así como las propiedades exigidas al terreno. Asimismo se incluye una breve exposición de la tecnología de la maquinaria utilizada en la estabilización.

SUMMARY

The construction of the new ICE high-speed rail link between Cologne and Rhein-Main airport in Frankfurt is, at present, the longest construction site in Europe. The track runs through a morphologically very diverse area with rapidly changing terrain conditions.

The 204 km long link, for which the "solid track" construction method was chosen, makes the highest demands on the track foundation and the underlying subgrade, and thus on the terrain properties.

The present report describes the methods of soil stabilisation that were applied in the course of the construction work to convert the native soil material into a subgrade having a good load-bearing capacity as well as the required terrain properties. A short presentation of the machine technology used for the stabilisation work is also included.

PALABRAS CLAVE

Estabilización de suelos, tren rápido interurbano, cal, cemento, reciclador

KEYWORDS

Soil stabilisation, ICE, limestone, cement, recycler

1. INTRODUCTION

The construction of the new ICE high-speed rail link between Cologne and Rhein-Main airport in Frankfurt is, at present, considered to be the longest construction site in Europe. Due to the chosen "solid track" construction method, this project also sets new standards of quality and accuracy with regard to the course of the track and the execution of the construction work.
The new rail link is not only of the greatest importance for the domestic traffic in Germany itself, but is also an essential part of international connections. It is of particular significance for the central European North-South axis, which extends from Amsterdam towards Switzerland and Italy, but also towards south-eastern Europe, via Vienna to Budapest, Belgrade or Athens.

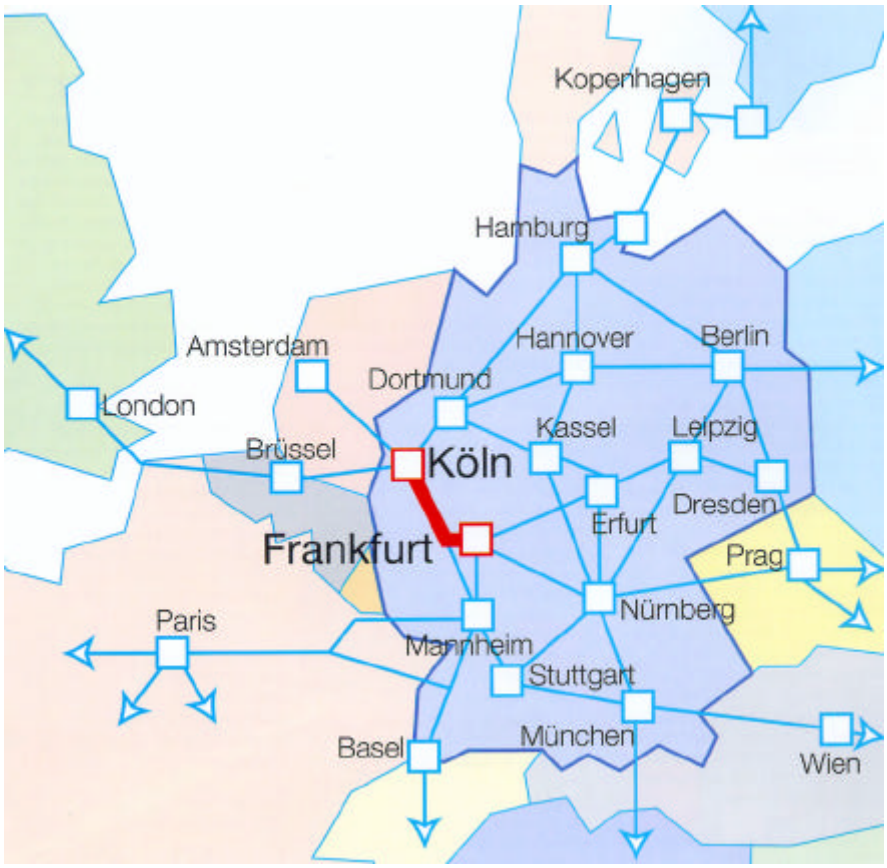


Illustration 1: The new rail link between Cologne and Frankfurt as the "heart" of railway traffic in Europe

It is estimated that the total costs of the project will amount to approx. 7.75 billion DM. The construction project has been divided into three individual sections. The northern section, between Cologne and Siegburg, and the southern section, south of the river Main, include the integration into the existing rail network. The central section, which is the actual area of new track construction, is again divided into Lots A, B and C.

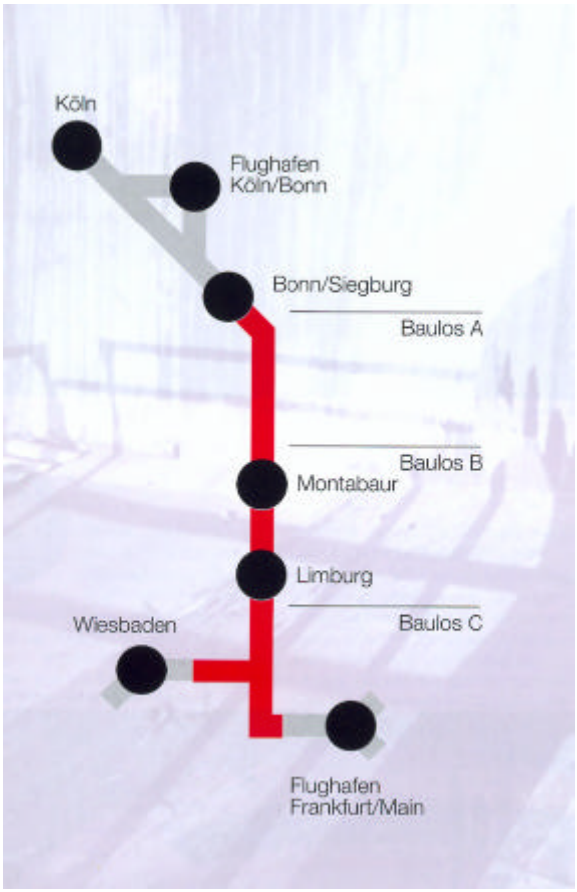


Illustration 2: The course of the track sections pertaining to Lots A, B and C

The 204 km long high-speed rail link runs through the morphologically very diverse area of the Rheinisches Schiefergebirge, Siebengebirge, Westerwald and Taunus, with rapidly changing terrain conditions. This requires the construction of several tunnels, valley-spanning bridges, high dams and deep through-cuts. Due to the high train speeds of up to 300 km/h, not only the quality of the superstructure but also the demands on subgrade and subsoil pose a particular challenge. High vibration speeds are generated, causing aggregate displacement in non-cohesive soils and liquefaction and plastic lateral displacement in cohesive soils. In addition, stability must also be ensured for traditional civil engineering structures, such as bridges, tunnels, retaining walls and dams. When it comes to compacting, the quality requirements, when compared to "normal" construction sites, such as motorway sites, are also considerably higher.

Additional requirements, such as the extremely short construction time and gradients of up to 1 in 25, demand a supreme performance from the contracting companies. The companies responsible for the extensive earthwork, for example, speak of the "civil engineering project earth". Approximately 4.1 million cubic meters of soil accumulate from the through-cuts, which have a depth of up to 20 m, and an additional 1.6 million cubic meters have to be excavated from the tunnels. 2 million cubic meters of these earth masses are being processed to be used for very complex technical dam structures. The excess earth masses will be heaped

up as lateral noise barriers along the A3 motorway in the vicinity of built-up areas in order to considerably improve the present noise pollution.

For the ICE track the native soil, or the subsoil prepared with material from the tunnels and through-cuts, is generally compacted and, depending upon its quality, improved in order to meet the standards required for the subgrade. Four additional layers are now laid. Two initial layers of 50 cm thickness each, consisting of high-quality material mainly from the tunnels, are followed by two 30 cm thick layers that have been improved by the addition of 2-5% cement. A 50 cm thick frost blanket completes the work. The quantity of additives varies, always depending upon the moisture content and the degree of compaction of the native soil or the aggregate material supplied.

2. BINDING AGENTS AND CHEMICAL REACTIONS IN THE SOIL

2.1 Lime as a binding agent

To improve native soils people have, for many thousand years, used a variety of different additives that, as they hoped, would improve the quality of the existing soil material.
Whilst in Syria, lotus flowers were used as early as the third millennium before Christ to improve the engineering properties of the native clay material (1), the improvement of the paving and load-bearing properties of cohesive soils by the addition of lime has, on a large technical scale, mainly been applied from the forties of the 20th century onwards (2).
The addition of lime has a twofold effect on the native soil material: The soil is improved in an instantaneous reaction during which, due to the cation exchange taking place (Ca^{2+} ions taking the place of cations on the clay minerals), the consistency limits and thus the workability of the soil material change within an extremely short period of time. Generally, these chemical reactions result in an improvement of the plasticity properties and the compactability as well as an increase of the load-bearing capacity (3). In this process, the kind and quantity of the clay minerals in the native soil have a decisive influence on the changes taking place (4).
Also, immediately after the addition of the lime, the pozzolanic reaction sets in, which eventually results in a permanent increase of the load-bearing capacity of the improved soil. The pozzolanic reaction which, among others, leads to stabilising calcium-silicate-hydrate and calcium-aluminate-hydrate compounds (C-S-H and C-A-H), depends upon temperature. At low ambient temperatures, the hydrate phase is built up very slowly and can, for some time, even stop completely.
In addition to an improvement of the load-bearing capacity, the building up of the hydrate phases is, in the medium term, also believed to result in a reduction of the permeability and an increase of the volume stability of the soil in the case of frequent changes from frost to thaw and vice-versa. (5).

2.2 Cement as a binding agent

When compared to the twofold reaction taking place when lime is added to the native soil – meaning soil improvement and stabilisation – cement has principally no influence on the consistency limits of the soil material.
The soil stabilisation achieved by the addition of cement is mainly due to the building up of hydrate phases "bonding" the soil particles to each other in a stable mesh. At the same time, the permeability of the material is reduced by a reduction of the voids volume in the soil.

The stabilisation with both, lime and cement, has always turned out to be problematic if the native soil contains a large percentage of organic material or has a large salt content, e.g. in the form of sulphates. Whereas in the first case, the building up of stabilising hydrate phases will be considerably delayed, the presence of sulphate compounds will result in reactive products that can lead to an increase in the volume of the stabilised layers (6). It is, therefore, strongly recommended to carry out a careful analysis of the native soil material before deciding upon the soil stabilisation method to be applied.

3. SOIL STABILISATION ON THE ICE RAIL TRACK

3.1 Soil stabilisation with Terrafix at Montabaur station

Within the scope of the earthwork to be carried out at the new construction of the ICE rail link between Cologne and Rhein/Main airport, binding agents consisting of a mixture of cement and lime have proved to be an economical alternative for the modification and stabilisation of the native subsoil (7).
At Montabaur, south-west of the motorway A 3, a new ICE railway station is being built, with four tracks for both stopping and passing trains, and with a direct link road to the motorway, including a park-and-ride system. The terrain between the new ICE station and the old railway station is being built up as a mixed district for services, business and residential use. Because of its high moisture content, which increased even further due to poor weather conditions during the construction period, the existing soil in this area is being improved by soil stabilisation.

Responsible for the execution of this work is the company EBS Scharnbach from Kottenheim, Eifel, who specialises in soil stabilisation and currently has a total of five crews working on the ICE construction site. Almost half of the company's 20 employees have been working on the ICE rail link since September 1998. The order comprises a total of approx. 2.2 million cubic meters of soil stabilisation work over a stretch of approx. 25 km length.

To stabilise the soil, six of the company's spreaders first spread "Terrafix", a binding agent consisting of a combination of lime and cement. The native soil consisting of mudstone and clay is then improved by scarifying it down to a depth of 30 cm and mixing in 2-8% of the binding agent. During this process, the lime extracts water from the soil, whilst the cement stabilises the material. The machine used for this application was a soil stabiliser with a variable mixing chamber, a feature which ensures optimum mixing results at each working depth.
Because the native soil was comparatively difficult to homogenise, it was important that the machine used for the process had sufficient engine power to ensure an acceptable advance speed. On this section of the construction site in front of the Montabaur railway station, an actual advance speed of approx. 32 – 35 m/min, and thus a total performance of approx.

10,000 cubic meters per day were achieved. Therefore, depending upon the moisture content, approx. 30 metric tons of Terrafix, delivered by more than 20 silo vehicles, are being processed per day.



Illustration 3: The soil stabiliser mixing in the binding agent in front of the Montabaur train station

3.2 Stabilisation of native soil with cement in a through-cut near Idstein

The company Josef Rädlinger from Cham is employed as a subcontractor for the earthwork at Lot C. At one section of the construction site near Wiesbaden, the soil has to be improved with cement. A motorway noise barrier was built here originally, which will now be moved. The through-cut for the ICE track made it necessary to excavate down to a depth of approx. 2 m. The native soil has a very high silt content and is, therefore, extremely difficult to stabilise. The subsoil is very sensitive to water, i.e. in wet weather the soil becomes soft very quickly. The addition of cement will not only result in a permanent improvement of its load-bearing properties, but will also make it resistant to water and frost.

To achieve optimum stabilisation results, approx. 120 metric tons of cement are required for a stretch of 400 m length. In difficult subsoil, a soil stabiliser with all-wheel drive and a powerful mixing rotor is working at a milling depth of 50 cm. Here, a powerful machine is of the utmost importance, because otherwise the top layers would have to be excavated first and homogenised separately by adding the binding agent, so that the remaining material could then be stabilised at a correspondingly lower working depth.



Illustration 4: A soil stabiliser with a powerful mixing rotor mixes in the previously spread cement

3.3 Soil stabilisation with lime near Siegburg

An example of a "classical" application of soil stabilisation with lime is carried out near Siegburg. A company specialised in soil improvement and soil stabilisation has been engaged as the subcontractor responsible for this work on a stretch of approx. 50 km length from the Bonn/Siegburg interchange to the Neuwied/Dierdorf exit.

In the northern part of this section of the construction site, the existing aggregate material is very wet and can, therefore, not be sufficiently compacted. Here, the soil is scarified down to a depth of 50 cm and improved by mixing in approx. 2-4% lime. As a consequence of the instantaneous reaction taking place, the soil crumbles immediately and the water content is reduced. Plasticity, compactability and load-bearing properties are improved, thus considerably facilitating the subsequent construction work. The soil becomes resistant to both water and frost.



Illustration 5: A soil stabiliser with all-wheel drive is working in the vicinity of Siegburg

3.4 Homogenisation of the stony soil for optimum compaction near Bad Camberg

Since the summer of 1997, Messrs Rädlinger have been working on a total stretch of 42 km length between Bad Camberg and Wiesbaden. Two powerful soil stabilisers were employed in this section from early 1998 to the end of 1999 and treated a total of approx. 1 million cubic meters of native soil.

The economic efficiency of such an operation mainly depends upon the mobility and versatility of the machines used, says Hans Pirzer, Rädlinger's responsible site supervisor. Thanks to this flexibility, both machines were almost constantly employed for different tasks on this construction site, so that the machine user did not incur any costly downtimes.

The application possibilities of soil stabilisers in this area are manifold: While one machine, for example, was optimising the existing soil in one section of the construction site by adding various binding agents, material supplied to a through-cut in another section north of Bad Camberg was crushed in order to ensure optimum compaction, which is possible with small aggregate sizes only. The soil mixture, which had been excavated from tunnels, did, however, have an aggregate size of up to 50 cm and a hardness rating of 30-50 N/m^2. In two to three machine passes, a stabiliser therefore crushed this coarse aggregate to a maximum aggregate size of 10 cm at a milling depth of 50 cm. The layer, which had thus been ideally prepared, was then compacted with rollers. A patented fast-change toolholder system HT3 for the cutting tools fitted to the mixing rotor proved to be a further technical advantage of the application of a stabiliser when processing hard rock. With this system, worn toolholders can be replaced directly on site in a matter of minutes only, thereby additionally saving both time and money and making the operation even more profitable.

4. CONCLUSION

During the production of the subgrade layer for the new high-speed rail link between Cologne and Frankfurt, a number of qualitative and quantitative advantages could be achieved by the processes used for the improvement and the stabilisation of the native soil material:

- The cost-intensive supply of high-quality soil material was not required, thus also facilitating the compensation of the earth masses.
- It was possible to adhere not only to the extremely short deadline requirements, but also to the increasing sensitivity of the public with regard to environmental protection.
- The high demands made on the subgrade layer of the ICE rail link with regard to its load-bearing capacity and stability could be met due to the application of the binding agents lime and cement.

The completion of the new railway link project is intended for the autumn of 2002. The work at the "civil engineering project earth" has very nearly been completed.

5. BIBLIOGRAPHY

(1) Mitchel, J.K, *Soil Improvement – its past, present and prospects for the future*, Proceedings of the Int. Conference of Mexican Society of Soil Mechanics, Mexico City, 2-4 August 1982

(2) Ritter, H.J. und Stahff, U., *Langzeitverhalten bindiger Böden nach der Verbesserung und Verfestigung mit Feinkalk*, Tiefbau , 05/1981

(3) Bundesverband der Deutschen Kalkindustrie e.V., *Bodenverbesserung und Bodenverbesserung mit Feinkalk*, ohne Datum

(4) Brandl, H., *Alteration of Soil Parameters by Stabilisation with Lime*, Proceedings of the 10th Int. Conference on Soil Mechanics, Stockholm, Sweden, 1981

(5) Arabi, M und Wild, S., *Property Changes induced in Clay Soils when using Lime Stabilisation*, Municipal Engineer, April 1989

(6) Sherwood, P.T., *Effect of Sulphates on Cement- and Lime-stabilised Soils*, Highway Research Board Bulletin 353, 1962

(7) Gecks, W. und Hotz, C., *Mischbindemittel im Erdbau – Erfahrungen und Anwendungsmöglichkeiten*, Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau, 04/2001

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACION DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENTE RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTABILIZACIÓN DE SEPIOLITA CON CAL

LIME STABILITATION OF A SEPIOLITE

C. Olalla Marañón
Prof. Tit. UPM.
Lab. de Geotecnia-CEDEX, Mº Fomento
Alfonso XII, 3 y 5
28014-MADRID (España)
colalla@cedex.es

Marta González Garzón
Lic. CC. Geológicas. Madrid

RESUMEN

Se presentan los resultados de una serie de ensayos de laboratorio realizados obre la estabilizació de una sepiolita con cemento. Este mineral suele encontrarse en la región de Madrid, fundamentalmente en la zona este y sureste. En la actualidad, con motivo de la construcción de nuevas autopistas, se están llevando a cabo importantes movimientos de tierra en los que está presente este mineral..

Los resultados obtenidos muestran que a) la plasticidad disminuye en muy escasa medida; b) la expansividad que presenta desaparece con el tiempo y la presencia de cal c) la resistencia aumenta y d) el coeficiente de permeabilidad aumenta a corto plazo para apuntar una ligera tendencia a disminuir con el paso del tiempo.

ABSTRACT

The results of a serie of laboratory tests concerning the lime stabilitation of a sepiolite are presented. This mineral is usually present in the region of Madrid, mainly in the east and south east. Important earth movements affecting this material are now taking place by the new highway construction.

The results obtained show that a) the plasticity is hardly reduced; b) the soil expansivity is eliminated with time and the lime presence; c) the strength is improved and d) the coeffcient of permeability is increased in a short period of time but decreased towards the future.

PALABRAS CLAVE

Estabilización con cal; sepiolita; resistencia; expansividad; permeabilidad

KEY WORDS

Lime stabilitation; sepiolite; strength; expansivity, permeability

1. INTRODUCCIÓN

Se exponen una serie de resultados obtenidos en ensayos de laboratorio respecto de una estabilización de sepiolita con cal. Se describe la estructura, composición química, y las propiedades geotécnicas de la muestra de sepiolita de origen industrial y comercializada (Sepitol absorbent 1530). Se estudian los mecanismos y los efectos de la adición de cal en las propiedades geotécnicas índice (plasticidad, granulometría) y en las propiedades ingenieriles (compactación, expansividad, resistencia y permeabilidad) del suelo sepiolítico, (1, 2)-

2. LAS ARCILLAS SEPIOLÍTICAS

2.1 Distribución geográfica de las arcillas

El área de Madrid, responde a la configuración de una cubeta endorréica de deposición miocena, con abundancia de suelos detríticos finos.

La mayor parte de los suelos arcillosos de tipo sepiolítico se enmarcan en una franja delimitada por los ejes de las carreteras N-II y N-III, (3), por lo que su influencia en las nuevas infraestructuras viarias actualmente en proceso de ejecución es importante.

La literatura técnica sobre sepiolita es escasa. Sin embargo, en los últimos años parece incrementarse el conocimiento ingenieril y geotécnico respecto del comportamiento de las sepiolitas. La mayor parte de las contribuciones realizadas sobre estos minerales se deben a investigadores españoles. La sepiolita es un mineral que es considerado en el mercado internacional como el “mineral industrial español”, (4), dado que España y en particular el alfoz de Madrid es el principal, y prácticamente único, productor mundial de esta arcilla.

2.2 Estructura. composición química y propiedades

La sepiolita es un filosilicato que presenta una capa tetraédrica continua, pero con una capa octaédrica discontinua. Ello es debido a que en la capa tetraédrica, cada dos o tres cadenas dobles, los tetraedros invierten su dirección girando alrededor de los enlaces Si-O-Si. Esto da como consecuencia la existencia de “listones y huecos o canales” consecutivos y alargados (5).

La capa octaédrica es fundamentalmente trioctaédrica magnésica. La coordinación de los cationes octaédricos y la carga laminar se compensa por los oxígenos laterales y por H y H_2O (ligada a la estructura) situados a lo largo del canal, junto con un pequeño número (no siempre presente) de cationes de cambio. También existe en los canales una cantidad variable de agua zeolítica.

Este mineral aparece en forma compacta, terrosa o fibrosa. Su coloración es una mezcla, o un predominio, de tonos blancos, amarillentos, verdosos, grises o rosas. Su peso específico varía entre 2 y 2.5. La sepiolita puede considerarse que tiene una estructura polidispersa.

Una de las propiedades físico-químicas más importante y significativo de este mineral es su capacidad sorcitiva. La capacidad de adsorción depende del área superficial de las fibras, de la

porosidad y de los tratamientos (térmicos, ácidos, intercambio de cationes, etc.) a que es sometido el mineral.

2.3. Propiedades geotécnicas básicas

Se han efectuado una serie de ensayos de laboratorio para determinar las propiedades geotécnicas básicas de la sepiolita industrial utilizada. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla adjunta.

Tabla 1. Propiedades geotécnicas básicas de la sepiolita

PROPIEDAD	VALOR
Mineralogía	
Sepiolita	62%
Cuarzo	19%
Plagioclasa	19%
Sulfatos (SO_3)	0,16%
Carbonatos (CO_3 Ca)	4,08%
Materia orgánica	0,28%
Granulometría	
Arena (0,08 y 2mm)	74%
Limo (0,08 mm y 5μ)	18%
Arcilla (< 5μ)	8%
Peso especifico	2,47
Plasticidad	
Límite Líquido	148
Límite Plástico	93
Indice Plasticidad	54
Resistencia Compresión Simple (kN/m^2); (PN)	231
Resistencia Compresión Simple (kN/m^2); (PM)	1183
Compactabilidad	8,3
	77,1
Densidad máxima (kN/m^3); PN)	9,2
Humedad óptima (%; PN)	61,2
Densidad máxima (kN/m^3; PM)	
Humedad óptima (%; PM)	
Expansividad	1,25
	0,97
Hinchamiento libre (%; PN)	7,67
Hinchamiento a 2kN/m^2 (%; PN)	40
Hinchamiento a 2kN/m^2 (%; PM)	
Presión máxima hinchamiento (kN/m^2; PN)	

Merece la pena destacar los siguientes aspectos de este suelo tan singular:

1. La escasa presencia de carbonatos (4%)
2. La presencia predominante, del orden del 70%, de glomérulos del tamaño de la arena (>80 μm y < 2 mm).
3. Unos límites de Atterberg muy elevados tanto el líquido como el plástico, dando lugar a que su representación en el gráfico de Casagrande quede muy por debajo de la línea A.
4. Unos índices de expansividad típicos de un suelo moderadamente expansivo.

3. EFECTOS DE LA CAL EN LAS PROPIEDADES INDICE DE LA SEPIOLITA.

3.1 Límites de Atterberg

Un suelo de elevada plasticidad significa que es capaz de absorber gran cantidad de agua y que muestra un comportamiento geotécnico muy distinto dependiendo de la presencia de agua en sus poros. Contenido de agua que puede estar presente en un rango muy amplio de cantidades.

La sepiolita utilizada se ha ensayado con distintos porcentajes de cal para conocer la variación de plasticidad que se produce. Los resultados obtenidos han sido los siguientes:

Tabla 2

%DE CAL	LL	LP	IP
0	147,5	93,2	54,3
2,5	144	NP	NP
5	154	NP	NP

Al añadirle cal y ensayarla no se ha podido obtener ningún valor para el límite plástico, al menos si se miden con el ensayo convencional de plasticidad (y "bastoncillos"; norma NLT en uso). Esto es consecuencia de la de la floculación y aglomeración de sus partículas, incluso para bajos porcentajes de cal. Por el contrario, el límite líquido permanece con valores casi constantes.

3.2 Granulometría

Los resultados obtenidos al añadir dos porcentajes de cal distintos se muestran en la Fig. 1.

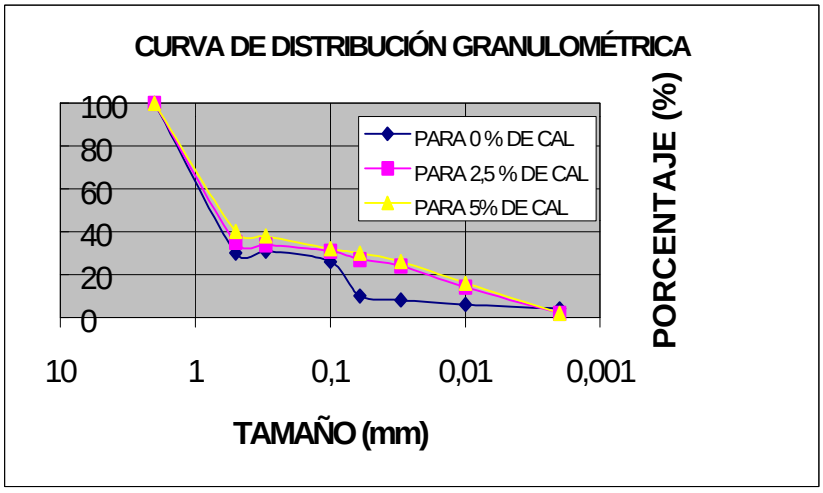


Figura 1

De su análisis se observa que cuando se añade cal a la sepiolita se produce una muy ligera modificación de su estructura, por formación de "agregados". Se traduce en un aumento en la proporción de los tamaños correspondientes comprendidos entre 0,5 mm y 0,08 mm.

Para cuantificar la variación en los tamaños de las fracciones que pasan por los distintos tamices, se han representado en un gráfico tipo histograma (Fig. 2), para distintos porcentajes de cal. De estos gráficos (Figs. 1 y 2) se puede concluir:

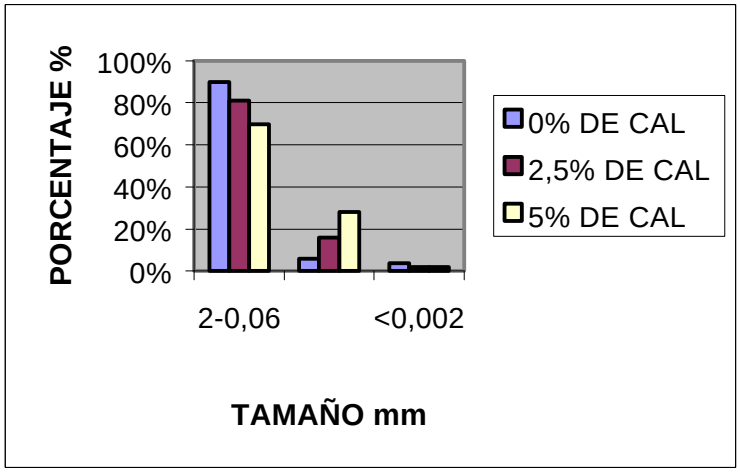


Figura 2

1. El tamaño arena (2-0.08 mm) disminuye hasta un 20 % con el aumento del porcentaje de cal añadido.
2. El tamaño limo (0.08-0.002 mm) aumenta hasta un 20% con el porcentaje de cal que se añade a la muestra.
3. El tamaño arcilla (< 2 m) disminuye muy ligeramente, sólo del orden de un 2 % al añ adirle cal a la muestra.

En definitiva el sistema suelo-cal se vuelve menos arenoso y más limoso que el suelo sin tratar. La modificación de la granulometría se produce incluso en presencia de porcentajes reducidos (2.5% de cal), efecto que se acentúa con dosis mayores (5%).

3.3 Densidad y humedad óptima

Se han realizado una serie de ensayos con las energías de compactación correspondientes al Proctor Normal y el Proctor Modificado, incorporando al suelo distintos porcentajes de cal; 0, 2.5 y 5%. El análisis de estos resultados se muestra en la Tabla III en la Fig. 10, 11 y 12.

Tabla 3

SUELO	P. Normal		P. Modificado	
Sepiolita + 0%	8,3 kN/m^3	77%	9,2 kN/m^3	61%
Sepiolita + 2,5%	8,0 kN/m^3	80%	9,2 kN/m^3	67%
Sepiolita + 5%	8,2 kN/m^3	80%	9,2 kN/m^3	62%

De su análisis se deduce:

1. La densidad máxima PM es del orden del 110 % de la PN.
2. Las densidades máximas son muy parecidas, para diferentes porcentajes de cal.
3. Las humedades óptimas entre el PN y el PM se diferencian entre sí enormemente, casi, un 20%.

4. Las humedades óptimas del Proctor Normal son muy similares, del orden del 80%, algo inferiores, a las correspondientes al límite plástico.
5. Las humedades óptimas aumentan al incorporar cal al suelo original.

Estos procesos se traducen en variaciones de las curvas de los Proctor, al incorporar distintos porcentajes de cal, como se pueden deducir de los gráficos siguientes (Figs. 3 y 4):

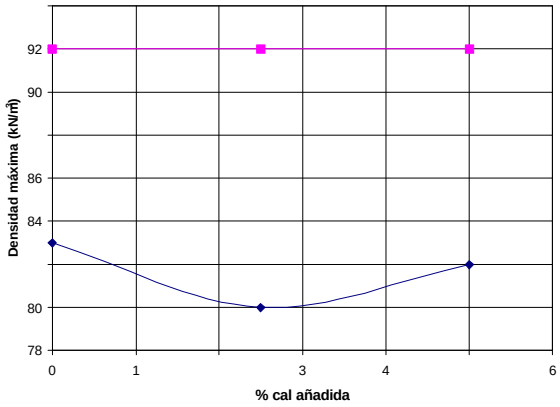


Figura 3

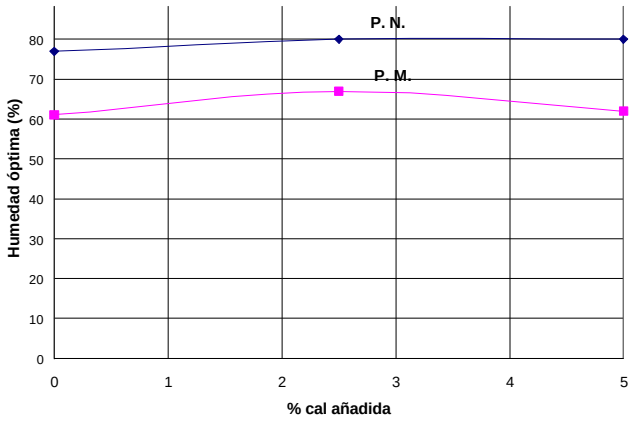


Figura 4

4. EFECTOS DE LA CAL EN LAS PROPIEDADES INGENIERILES DEL SUELO

4.1 Resistencia

Para comprobar su comportamiento con el tiempo y estudiar así su maduración (envejecimiento), la resistencia del suelo sepiolítico se ha medido en el laboratorio mediante ensayos de Resistencia a Compresión Simple para distintos porcentajes de cal (0, 2.5 y 5%) y con distintas edades de la muestra (0,7,24 días) Las muestras se han mantenido en doble bolsa de plástico y en cámara de temperatura controlada.

A continuación se describen algunos de los aspectos más relevantes.

A-*Resistencia-Densidad seca-Energía de compactación*

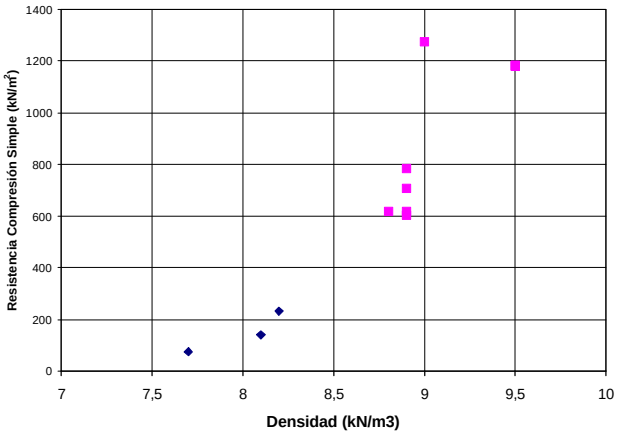


Figura 5

Se aprecia una fuerte dependencia de la resistencia con la densidad alcanzada, (Fig. 5). La resistencia es mayor con muestras más densas. Es decir para mayor energía de compactación (PM), la Resistencia a Compresión Simple es claramente superior. La sepiolita natural es 4; 5 y 8 veces más resistente si se compacta con la energía del PM que con la energía del PN. La influencia de incorporar porcentajes de cal resulta de menor incidencia.

A corto plazo (0 días) disminuye la resistencia del suelo-cal de manera muy significativa, (Fig. 6). Ello es debido a que si bien el fenómeno de aglomeración y floculación sí se ha iniciado, el efecto de la cementación todavía no ha empezado.

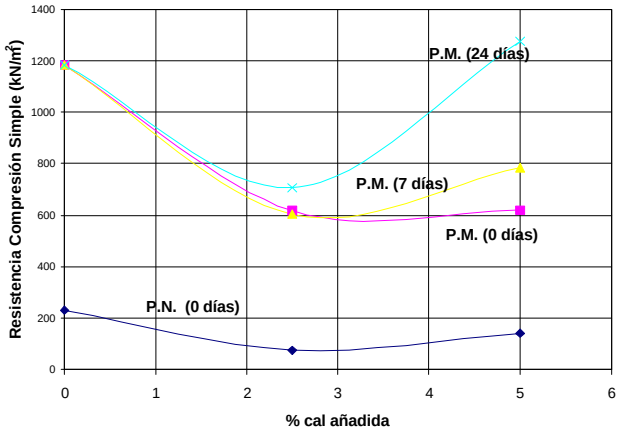


Figura 6

A corto plazo (0 días) la sepiolita pura es más resistente que la misma a la que se la ha añadido cal. Hasta 2 veces más resistente para ambas energías de compactación (PM y PM).

B-*Resistencia-Edad-% cal*

Según se aprecia en el gráfico adjunto, (Fig. 7), para la energía de PM:

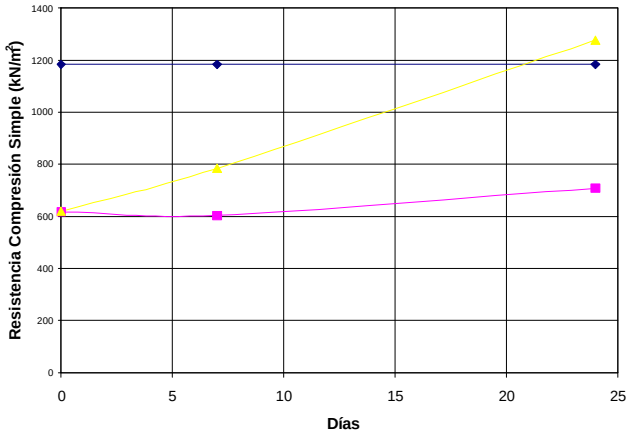


Figura 7

- La resistencia aumenta de manera significativa con el tiempo de curado de la muestra con cal siendo mayor esta mejora con mayores proporciones de cal. Con porcentajes de cal de un 2.5 % a 24 días aumenta hasta un 15 %, mientras que para valores de un 5 % a 24 días aumenta hasta un 100 %.

- Los valores de la Resistencia a Compresión Simple que se obtienen, con el 5% de cal, a las cuatro semanas coinciden aproximadamente con el valor original (sin cal) del material. Con el 2,5% de cal se hace necesario esperar un tiempo de curado superior.

4.2 Influencia del agua. Hinchamiento-colapso

4.2.1 Hinchamiento

Con el fin de evaluar cuantitativamente la expansividad de la sepiolita natural y sus variaciones con la adición de cal en distintas proporciones, y a lo largo del proceso de curado, se han realizado varios ensayos de laboratorio: Hinchamiento libre; Presión máxima de hinchamiento e Hinchamiento bajo presión de 2 kN/m^2.

A-*A partir del ensayo de hinchamiento libre 0,1 kN/m^2* (Figs. 8 y 9):

Para la energía del Proctor Normal la sepiolita natural es moderadamente expansiva con hinchamientos de hasta un 1,25%. Del análisis de las Figs. 8 y 9, se observa que

1. el hinchamiento disminuye drásticamente con la adicción de cal y
2. disminuye también con el tiempo de curado, hasta desaparecer su potencialidad expansiva.

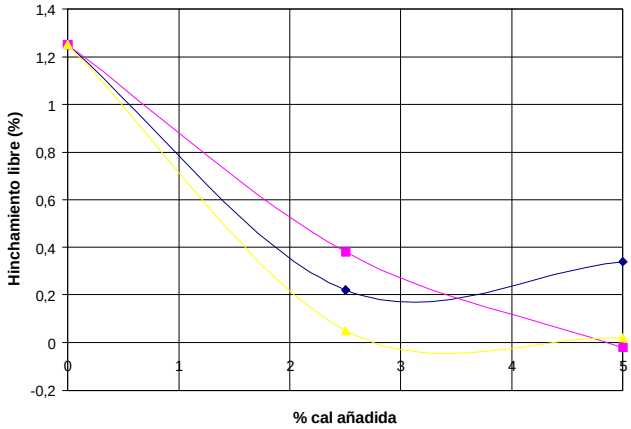


Figura 8

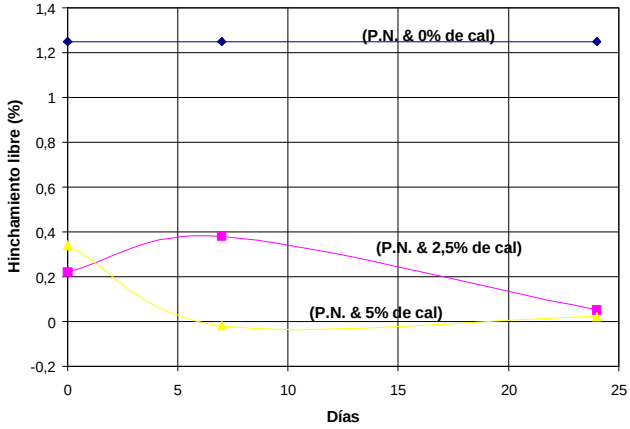


Figura 9

B-*A partir del ensayo de presión de hinchamiento* (Figs. 10 y 11):

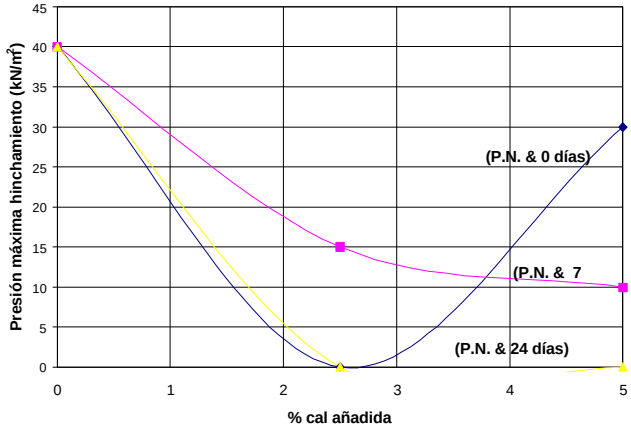


Figura 10

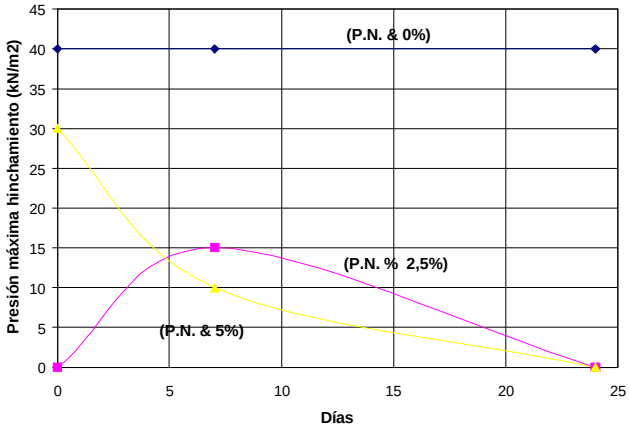


Figura 11

De la misma manera, del análisis de las figuras 10 y 11, se observa que para la energía del Proctor Normal,

1. la presión de hinchamiento disminuye también, con la adición de cal se ha comportado mejor con reducidos porcentajes de cal y,
2. también disminuye con el tiempo de curado, hasta eliminarse totalmente.

C-*En el ensayo de hinchamiento realizado bajo presión de 2 kN/m*^{2}. Del análisis de la (Fig. 12), se puede observar la influencia de la energía de compactación de la incorporación de la cal en el cambio de volumen de la muestra.

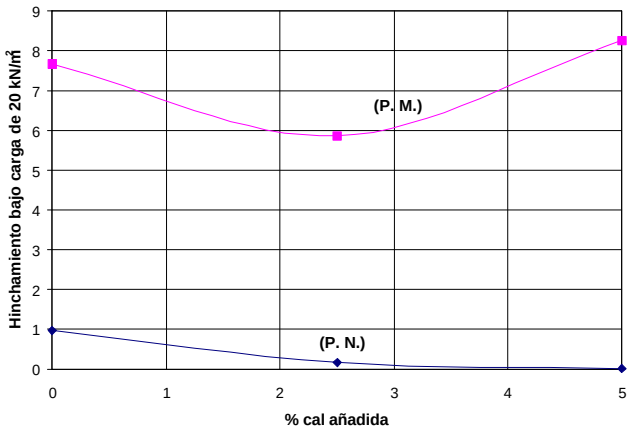


Figura 12

1. Es más expansiva con mayores energías de compactación (PM). Para esta energía de compactación se comporta mejor para valores de 2.5% de cal, disminuyendo el hinchamiento, y luego aumentar para valores de cal de un 5% hasta superar la sepiolita natural. Sin embargo, el orden de magnitud es en todos los casos similar.

2. Con menor energía de compactación (PN) el hinchamiento es menor y disminuye progresivamente hasta anularse con el aumento del porcentaje de cal añadido.

Resumen: En los tres tipos de ensayo se ha detectado el mismo tipo de tendencia. Ha sido curioso observar que resulta óptimo, en este aspecto, añadir una dosis reducida de cal (2,5%) frente a mayores incorporaciones.

4.2.2. Colapso

Para comprobar esta propiedad en este suelo sepiolítico se han realizado ensayos de colapso en el edómetro según norma NLT-254/96 para la sepiolita natural y para la mezcla sepiolita-cal con el tiempo y para distintas energías de compactación.

Del resultado de estos ensayos se puede concluir:

- No se produce colapso bajo ninguna de las condiciones e independientemente de la proporción de cal, del tiempo o edad de la muestra y de la energía de compactación.
- Para energías de compactación menores (PN) y humedades volumétricas el proceso de consolidación sigue su curso normal sin variaciones al inundar la muestra.
- Para mayores energías de compactación (PM) y humedades óptimas la respuesta al inundar la muestra es un hinchamiento del suelo que disminuye según se aumenta la proporción de cal.

Por lo tanto y en coherencia con el comportamiento moderadamente expansivo descrito en el apartado anterior, se puede afirmar que la sepiolita ensayada, con o sin cal, no es colapsable.

4.2.3. Consolidación; compresibilidad

La compresibilidad se puede ensayar en el laboratorio mediante el ensayo edométrico. De la valoración de los índices de compresión Cc, y de hinchamiento Cs, que dan una idea de la compresibilidad bajo cargas exteriores o, si se recarga el material, bajo descarga-recarga, se puede concluir (Figs. 13 y 14):

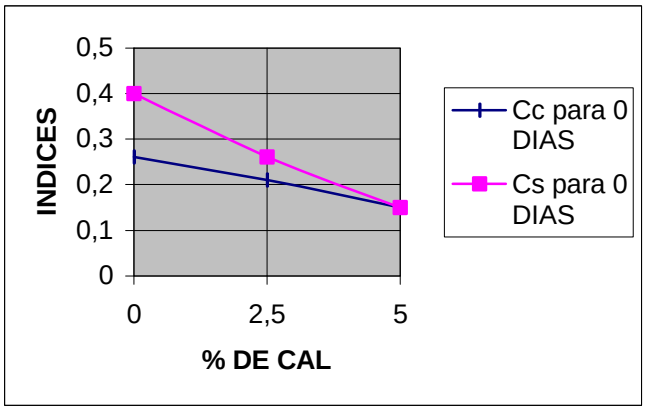


Figura 13

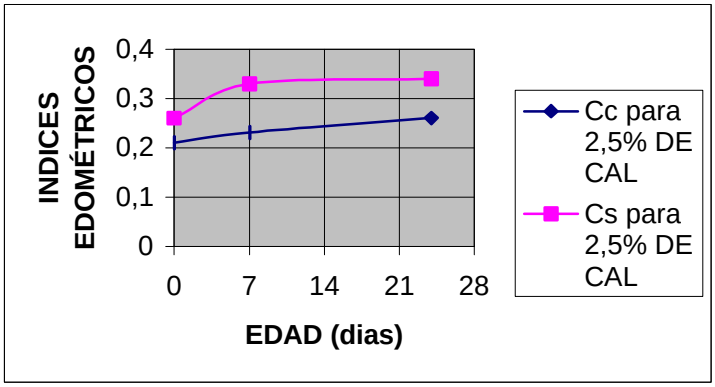


Figura 14

1. La compresibilidad medida mediante el Coeficiente de Compresión (Cc) disminuye a corto plazo, (0 días), linealmente de manera muy importante con el aumento del porcentaje de cal. Esta disminución es casi de 2.5 veces.
2. El coeficiente de recarga Cs (o hinchamiento en la rama de descarga) disminuye, también linealmente, para un 5% de cal.
3. Con el tiempo, edad de maduración de la muestra, los coeficientes representativos de la compresibilidad Cc y Cs aumentan ligeramente, siendo el aumento mayor para porcentajes del 2.5 % pero evolucionando igual y prácticamente independientemente de la proporción de cal.
4. El Coeficiente de recarga parece aumentar algo para los primeros siete días, manteniéndose luego prácticamente constante independientemente de la proporción de cal añadida. Es algo mayor para porcentajes de cal del 2,5 %.

4.4. Permeabilidad

Para medir la permeabilidad de la sepiolita natural y de la mezcla sepiolita-cal y su variación con la edad de la muestra se han ensayado diferentes muestras bajo distintas condiciones en la célula del equipo triaxial. Todos ellos bajo condiciones de compactación correspondientes al Proctor Normal.

De los resultados obtenidos se puede concluir (Figs. 15 y 16):

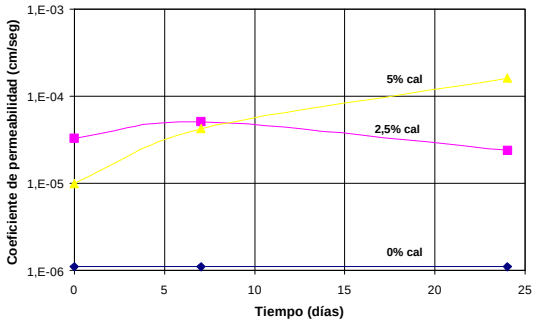


Figura 15

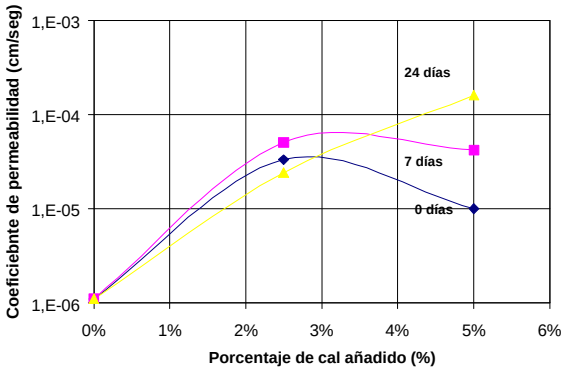


Figura 16

- La sepiolita natural para la densidad del PN tiene una permeabilidad relativamente elevada por ser la correspondiente a la de una arcilla (10^{-6} cm/seg).
- La permeabilidad aumenta a muy corto plazo, entre diez y treinta veces, por efecto de la floculación. Es decir, se convierte en un suelo semipermeable (10^{-5} – 10^{-4} cm/seg).
- Disminuye lentamente, a largo plazo (como consecuencia del efecto puzolánico), pero por encima de su valor original (sin cal). El tiempo en que se inicia esta reducción es de varias (1 ó más) semanas

5. CONCLUSIONES

1. La sepiolita es un mineral singular de la arcilla que se encuentra abundantemente en el entorno de Madrid. Es un mineral típicamente español y en particular “madrileño”.
2. Para el estudio se ha utilizado sepiolita industrial comercializada por TOLSA S.A. (Sepitol Absorbent 1530). Es un filosilicato magnésico fibroso con gran capacidad de sorción. Esta sepiolita ensayada, es prácticamente pura, con textura granular, muy plástica y moderadamente expansiva.
3. Se ha analizado también la microfábrica del suelo sepiolítico y su variación con la adicción de cal y la energía de compactación, concluyéndose que el efecto de la cal es generador de una textura amorfa con agregados de gran tamaño que proporcionan menor densidad y mayor porosidad a la muestra.
4. Se ha estabilizado con cal para observar su comportamiento geotécnico mediante una campaña de ensayos de laboratorio, con distintas adiciones.
5. Se ha explicado **el efecto de la cal en las propiedades índice geotécnicas** del suelo sepiolítico. Las consecuencias más importantes son:

    a) La elevada plasticidad que muestra el suelo original (LL=140), permanece cuasi constante el añadirle cal. El Límite Plástico no se puede cuantificar por los métodos convencionales (fábrica de “bastoncillos”), al adicionarle cal.
    b) La adición de cal hace que aumenten los tamaños comprendidos “limo” entre 80 micras (0.08 mm) y 2 micras (0.002 mm).
    c) Las densidades máximas correspondientes a la energía del PN disminuye ligeramente, con la adición de cal. Mientras que con la energía del PM no cambian.

Respecto de las humedades óptimas; se producen cambios significativos como consecuencia de la adición de cal, aumentando los porcentajes de agua correspondientes a la óptima en unas 10 unidades para un 5% de cal.

6. En cuanto al **efecto de la cal en las propiedades geotécnicas del suelo sepiolítico**:

   a) El efecto que domina en el valor de la Resistencia a Compresión Simple (utilizado como indicativo global de la resistencia), es la densidad que se alcanza. Ella depende fundamentalmente de la energía de compactación de manera más determinante que la dosis de cal o el envejecimiento. La resistencia aumenta con el aumento del porcentaje de cal y con el tiempo de curado, siendo más resistente para mayores energías de compactación.
   b) La sepiolita natural es en ocasiones moderadamente expansiva. Este hinchamiento disminuye a medida que aumenta la adición de cal y el tiempo de curado hasta llegar a anularse. En general disminuye para porcentajes reducidos de cal, del orden del 2.5 %.
   c) La compresibilidad disminuye, a corto plazo, con el aumento del porcentaje de cal de la mezcla. Pero aumenta ligeramente con el tiempo de curado de las muestras, siendo mucho más beneficioso el efecto para un 5% de cal.
   d) La permeabilidad aumenta, fuertemente, a corto plazo, con la adición de cal, varias decenas de veces, pero disminuye, tendiendo probablemente hacia su valor "original" con la edad de la muestra.

7. Las reacciones a corto plazo son más influyentes en cuanto a sus efectos en las propiedades índice y las reacciones a largo plazo, en cambio, respecto de las propiedades ingenieriles. Estas últimas son debidas sobre todo a los efectos de tipo cementante.

BIBLIOGRAFIA

(1) CEDEX. Resultados de los ensayos de laboratorio realizados con los muestras para el estudio de la estabilización de la sepiolita con cal. Tomo único. Febrero. 2001

(2) GONZÁLEZ GARZÓN, M.. *Estabilización de sepiolita con cal*. Tesis de Master de Ingeniería Geológica. Universidad Complutense de Madrid. Madrid (España). 2000

(3) CEDEX Curso *Cimentar en Madrid* . Tomos I y II. Diversos autores. Madrid (España), 1992.

(4) CLARKE, G.M.. *Special Clays. Industrial Minerals*. 1985

(5) DE SANTIAGO BUEY, CRISTINA. *Las arcillas magnésicas de la Cuenca del Tajo. Caracterización y propiedades*. Tesis doctoral. Fac. Ciencias Geológicas, UCM, Madrid (España). 1999

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN

EJEMPLOS DEL USO DE LA CAL EN LA MEJORA Y ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN ESPAÑA

EXAMPLES OF LIME SOIL TREATMENTS IN SPAIN

Angel Sampedro Rodríguez
Director Técnico
Asociación Nacional de fabricantes de
Cales y Derivados de España (ANCADE)
Montevideo, 33.
28020 Madrid (España).
sampedro@ancade.es

RESUMEN

Esta ponencia describe brevemente las últimas y más recientes realizaciones españolas con estabilizaciones de suelos con cal para formación de explanadas en carreteras.

En España es frecuente encontrar, durante la construcción de carreteras, suelos con una alta plasticidad, baja capacidad portante y/o hinchamiento potencial. El empleo de cal permite que estos suelos inadecuados puedan emplearse como material para carreteras de una forma económica, mejorando la durabilidad y reduciendo el impacto ambiental.

Recientemente muchas obras de carretera en España han sido construidas estabilizando suelos con cal, habiéndose obtenido unos resultados satisfactorios, y actualmente esta técnica se emplea ampliamente mejorando la experiencia y optimizando el uso de la cal para la estabilización de los suelos in situ.

Actualmente, son numerosos los ejemplos de estabilizaciones con cal a lo largo de toda la geografía española, con resultados técnicos, económicos y medioambientales muy satisfactorios.

ABSTRACT

This paper presents a short description of the recent and latest Spanish works with lime stabilization of soils in roadway.

In Spain, during the roadway construction, it is frequent to find soils with high plasticity, low bearing capacity and/or swell potential. The use of lime allows this undesirable soils can be used successfully as a road material providing economy, improved durability and reducing the environmental impact.

In the last time, many roadway works in Spain have been built using lime stabilizations of soils with satisfactory results and, today, the lime stabilization has become widely used, improving the experiences to optimize the use of lime for in situ soil stabilization.

PALABRAS CLAVE:
Cal, secado, estabilización, modificación, tratamiento, suelo.

KEY WORDS
Lime, dry, stabilization, modification, treatment, soil.

1. INTRODUCCIÓN:

Durante los últimos años, ha comenzado a desarrollarse en España un ambicioso Plan de Infraestructuras, siendo la ejecución de carreteras y líneas ferroviarias sus principales líneas de actuación.

La construcción de estas Redes de infraestructuras, y sus posteriores actividades de conservación, vaticinan grandes perspectivas para las Técnicas de Estabilización de Suelos y Reciclado de Firmes in Situ.

Actualmente, en la construcción de obras lineales, es fundamental minimizar y compensar al máximo posible el movimiento de tierras debido a consideraciones de tipo económico, ambiental y técnico. Se hace cada vez más necesario, por lo tanto, optimizar los procesos constructivos en cuestiones de coste, plazo y calidad.

La posibilidad de utilizar los materiales que se encuentran directamente en la traza en la construcción de la propia infraestructura, sean cuales sean sus propiedades, mediante su mejora y/o estabilización permitirá además disponer de capas con un comportamiento más fiable durante la vida útil de la obra, y todo ello a unos costes razonables.

En el caso de suelos con contenidos apreciables de arcillas y limos, muy frecuentes en toda la Geografía Española, los principales problemas geotécnicos para su empleo en la construcción de carreteras vienen ocasionados por su elevada plasticidad, reducida capacidad portante e inestabilidad de volumen en función de la humedad.

El Tratamiento y Estabilización con cal de estos suelos está demostrando ser una solución muy interesante desde los puntos de vista económico, medioambiental y técnico, citados anteriormente.

La presencia de este tipo de suelos, unida a la adversa climatología imperante en la Península Ibérica durante los dos últimos años, ha hecho necesaria la ejecución de numerosos tratamientos con cal en sus distintas aplicaciones: mejora, estabilización y/o secado; con resultados, en todos ellos, plenamente satisfactorios.

2. NORTE DE ESPAÑA.

En el Norte de España la climatología reinante durante los dos últimos inviernos ha sido especialmente lluviosa, retrasando y dificultando enormemente la construcción de los grandes ejes de comunicación desde Madrid, en sentido radial, y los ejes horizontales Este-Oeste.

La **Autovía A-231 León-Burgos**, promovida por GICAL, trata de establecer un eje de comunicación horizontal que, siguiendo la dirección del *Camino de Santiago*, permita atravesar el Norte de Castilla y León. En la actualidad, están abiertos al tráfico los tres primeros tramos, desde León hasta Sahagún. En los distintos tramos en construcción de esta Autovía la cal ha sido empleada para todos sus posibles aplicaciones sobre suelos.

En el *Tramo Sahagún – San Mamés de Campos (Subtramo II) (UTE Dragados-COLLOSA)*, la pésima climatología del invierno puso en peligro su finalización en el mes de junio del presente año, como se había acordado.

El objetivo del Tratamiento con cal fue el del secado de la última capa de una explanada de 25 cm. de espesor, tipo E-3, con valores de Índice CBR superiores a 20. Dicha capa presentaba una humedad natural muy por encima de la humedad óptima de compactación que, según los ensayos, era del 5,5%.



Para ello, el tipo de cal a emplear fue el de Cal Viva (Óxido de Calcio). Su adición al terreno disminuye el contenido de agua por la acción combinada de:

- Aporte de producto seco.
- Consumo del agua necesaria para hidratarse y formar Cal Apagada (Hidróxido Cálcico).
- Y evaporación del agua debida a la reacción anterior, enormemente exotérmica.

La humedad inicial del suelo estaba en el entorno del 8,0%, con lo que se debía reducir esta en torno a un 2,5%. Mediante un tramo de prueba se comprobó que el porcentaje de cal debería oscilar entre el 0,5 y el 1,0% en masa, dependiendo de la humedad natural del terreno, para lograr una correcta puesta en obra del material. Con una dosificación en cal del 1,5% se secaba demasiado el suelo.

De esta forma, se pudo continuar la ejecución desde el mes de diciembre de 2000, con climatología adversa durante todo el invierno y la primavera, y cumplir el plazo final de terminación de las obras. El efecto de secado de la cal era inmediato, tardando como máximo 30 minutos.

La influencia de la cal sobre el material estabilizado según el ensayo Proctor Modificado (NLT 108) fue la habitual sobre los dos parámetros del mismo: la densidad seca disminuyó de 2,22 a 2,12 gr/cm^3, y la humedad óptima de compactación aumentó del 5,5 al 8,2%.

Por otro lado, además del secado del material, el estabilizado eliminó totalmente la Plasticidad inicial del suelo, cuyo Índice de Plasticidad era de 6,7. Y además, el CBR del material también aumentó, pasando de valores superiores a 20 en el material primitivo a valores en el entorno de 90 en el material estabilizado con cal en un 1%.

En el *Tramo Carrión de los Condes-Osorno (UTE OSORNO II)*, en la provincia de Palencia, los suelos de la traza son arcillas muy plásticas y de muy baja capacidad portante. La climatología durante el invierno y primavera ha sido la misma que la del tramo anterior, pues apenas les separan 20 kilómetros.

Con el fin de poder asentar los firmes sobre una capa estable y resistente, se decidió estabilizar el terreno existente en los fondos de desmonte, mediante los métodos convencionales de ejecución, adicionando un 2,5% de cal viva.

Ello ha permitido obtener una base estable y resistente, aprovechando los materiales existentes, posibilitando su ejecución con condiciones climatológicas en las que el movimiento de tierras convencional se hace difícil. Además, la estabilidad de estas capas quedó demostrada cuando en la primavera vinieron fuertes temporales de lluvias que obligaron a suspender las obras y retirar toda la maquinaria de los tajos abiertos. Tras las lluvias, estas capas no se alteraron en lo más mínimo.

En el *Tramo Final (Burgos) (UTE Dragados-FCC)*, de esta autovía, se está estudiando la posibilidad de usar cal viva para la mejora de los suelos de la traza y poder usarlos de esta manera en los terraplenes. Se trata de Margas arcillosas, muy plásticas, y con un excesivo contenido de humedad.



3. CENTRO DE ESPAÑA.

Son numerosas las ejecuciones de Tratamientos con cal recién finalizadas, o aún en ejecución, en la Comunidad de Madrid. En esta región central se está acometiendo la construcción de importantes infraestructuras simultáneamente. Por un lado, se están duplicando las Salidas Radiales de la Capital y se están ejecutando, dentro de los mismos contratos, las Vías de Circunvalación M-45 y M-50. Por otro, se está construyendo la salida de la Línea ferroviaria de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa. Y por otro lado, al Sur de Madrid, se está construyendo el Parque Temático de San Martín de La Vega, con sus correspondientes accesos por carretera y ferrocarril a la capital.

La coincidencia en el tiempo de estas obras, con movimientos de tierras de tal magnitud, ha hecho prácticamente imposible encontrar nuevos préstamos y vertederos suficientes. Su creación produciría grandes afecciones medioambientales, sin olvidar el fuerte impacto socioeconómico que produciría el movimiento de tierras en una región tan transitada y de la importancia socioeconómica como es la región suroeste madrileña.

La utilización de los suelos de la traza en estas infraestructuras se ha visto agravada por atravesar los peores terrenos, desde el punto de vista geotécnico y su aprovechamiento en obras de tierra, que existen en el Centro de la Península. Se trata, en general, de materiales miocenos de alta plasticidad y baja densidad, fuertemente expansivos. Además, se atraviesan grandes escombreras procedentes de la actividad constructiva de la ciudad.

En la **Autopista M-45**, se han podido aprovechar las arcillas plásticas de naturaleza sepiolítica, conocidas con el nombre de “peñuelas”, en la formación de rellenos mediante su Tratamiento con cal apagada, con porcentajes del orden del 1,2% en el núcleo y del 2,4% en cimiento y espaldones.

De esta forma, se logró disminuir la plasticidad y aumentar la capacidad portante de estos terrenos arcillosos lo suficiente como para ser utilizados en los rellenos con las suficientes garantías.

A través de formaciones geológicas semejantes se están construyendo el **Parque Temático de San Martín de La Vega y sus Accesos por carretera y ferrocarril**. De forma análoga al ejemplo anterior, se han podido reutilizar los terrenos de la traza mediante su Tratamiento con cal viva.



El empleo de C*al Viva* ha presentado numerosas ventajas:
El valor doble de la densidad de esta respecto de la Cal Apagada ha reducido enormemente los costes y los problemas de logística del transporte.
Esa mayor densidad también ha reducido la formación de polvo en la obra.
Su reactividad es mayor que la de la cal apagada. Por lo tanto, se han necesitado menores porcentajes de cal y su acción ha sido aún más rápida.

También se están estabilizando materiales arcillosos con cal en las obras de urbanización y viales del **Plan de Actuación Urbanística de Vallecas,** dentro del Término Municipal de Madrid.

4. SUR DE ESPAÑA.

Dada la abundancia de formaciones de terrenos arcillosos y plásticos que afloran en el Sur de España, es en esta zona donde se están realizando las Estabilizaciones y Tratamientos de suelos con cal de mayor magnitud.

En la actualidad se están estabilizando con cal los fondos de desmonte de la **Autovía de La Plata,** en el *Tramo Mérida-Almendralejos.* Esta autovía, que recorrerá España de Norte a Sur por su zona occidental, atraviesa en la Provincia de Badajoz por terrenos arcillosos susceptibles de estabilizar.

En Andalucía, son numerosas las Estabilizaciones con cal realizadas en los últimos años, especialmente en acondicionamientos de carreteras pertenecientes a la Red Básica de la Junta de Andalucía. A la ya mencionada naturaleza de los suelos predominantes se añade el hecho también mencionado de la climatología excesivamente lluviosa de los dos últimos años.

El pasado año se ha finalizado el Acondicionamiento de la **Carretera A-305, Tramo Porcuna-Límite Provincia Córdoba**, en Jaén. Este tramo, de 8 km. de longitud, atravesaba

en su mayor parte suelos inadecuados y potencialmente expansivos, de alta plasticidad, con Índices de Plasticidad superiores a 40 y valores del Índice CBR inferiores a 2,0.

Se decidió, ante la alternativa de traer materiales de préstamo para los terraplenes, la Estabilización con cal apagada por vía húmeda del material del terreno subyacente en una profundidad de 30 cm. Con un porcentaje del 3% de cal, los Índices CBR fueron superiores a 12,5, y la plasticidad se redujo en su totalidad en casi todas las muestras.



Se acaba de terminar el Acondicionamiento de la **Carretera A-301, Tramo La Fernandina-Giribaile**, en la Provincia de Jaén. Se trata de un tramo de 17 km. de longitud que discurre por materiales plásticos de baja capacidad portante, inadecuados. Su Índice de Plasticidad era superior a 11 y su Índice CBR (95%) inferior a 2,0.

Su estabilización, con el 1% cal, ha permitido aprovechar un volumen de material, a priori no válido, de 175.000 m^3, que colocados en los terraplenes y fondos de desmonte (0,50 m.), han proporcionado unos resultados muy buenos. Con este porcentaje de cal los valores obtenidos de CBR al 95% oscilaban entre 8 y 16, y el hinchamiento no superaba el 2%.

Por último, la **Autovía A-381: Jerez-Los Barrios**, en la Provincia de Cádiz, es la obra de Estabilización con Cal más importante realizada hasta la fecha en España. Promovida por la Junta de Andalucía, a través de GIASA, ha necesitado tratamientos y estabilizaciones con cal en el primero de sus cinco tramos, ya finalizado, y en los tres últimos, actualmente en ejecución.

El trazado del *Tramo I*, finalizado en el año 1999, atravesaba 3 zonas con terrenos de expansividad muy crítica. Índices de Plasticidad que llegaban a 30 e Índices CBR en el entorno de 2,5.

La solución adoptada fue la de Estabilizar con cal apagada in situ el material subyacente en fondos de excavación. La dosificación fue del 1,5% en masa y la profundidad de mezclado de 30 cm.

En el *Tramo III*, a punto de finalizarse, se han estabilizado con cal los fondos de terraplén con el objetivo de dotar a estos de una base estable y homogénea que evite asientos posteriores.

Para ello, se han estabilizado in situ espesores superiores a los 2,5 m., en tongadas de 30cm., con una dosificación de cal entre el 2 y el 3 por ciento en masa.

En los *Tramos IV y V* de esta autovía, actualmente en plena ejecución, se ha diseñado en Proyecto la Estabilización con cal de todas las tongadas de terraplén con el objetivo de aprovechar los materiales excavados. Los terrenos del Tramo IV tienen Índices de Plasticidad de hasta 40, con Índices CBR inferiores a 2,0. Los del Tramo V, son menos plásticos, con IP = 10-16, pero con valores de CBR inferiores a 1,5 y elevada expansividad potencial.

Los terrenos por los que discurre esta autovía en sus tramos finales son fundamentalmente arcillas sobreconsolidadas, con areniscas de grano muy fino. Desde el punto de vista geotécnico, se trata de arcillas limosas con un porcentaje de finos del 97%, de plasticidad media-alta. Su contenido en sulfatos resulta prácticamente nulo.

Ante los problemas de reutilización de estos suelos, cuyo volumen en la traza es predominante, su retirada a vertedero y la obtención de otros mejores desde préstamos, implicaría grandes desventajas de tipo económico y ambiental, especialmente, debido a que gran parte del trazado discurre por el Parque Natural de Los Alcornocales, donde no es posible encontrar préstamos ni vertederos.

La dosificación de cal apagada, calculada por el *"Método del pH"*, fijada en proyecto es del 3% en masa. No obstante, en el momento de escribir esta ponencia, se está en une fase de estudio más detallado para evaluar técnica y económicamente las ventajas de la Estabilización con Cal Viva.

5. CONCLUSIONES.

A la vista de lo expuesto en el presente Simposio, podemos deducir que la Estabilización de Suelos es una técnica en pleno auge, pero que no ha llegado aún a su madurez e implantación habitual en la construcción de obras lineales.

Es tarea de todos los técnicos implicados, hacer análisis y estudios objetivos sobre las bondades de cada una de las técnicas de construcción de carreteras, de tal forma que podamos disponer en cualquier momento de distintas opciones en función de los condicionantes que tengamos.

El Tratamiento de suelos con cal, en sus distintas aplicaciones y formas de ejecución, se está mostrando como una solución muy ventajosa a aplicar en las tareas de construcción y conservación de infraestructuras. Los resultados obtenidos hasta el momento, han sido plenamente satisfactorios, a pesar de que la técnica moderna, como tal, se ha comenzado a aplicar en los últimos años.

Si bien, a priori, parece que la Estabilización de los suelos siempre es la alternativa más cara, la evaluación correcta y real de todos los costes y afecciones al entorno que supone el movimiento de tierras entre la obra, los préstamos y los vertederos, la realidad suele ser, en muchos casos, que el aprovechamiento y estabilización de los suelos de la traza presenta mayores ventajas de tipo técnico, económico y medioambiental. Y todo ello sin considerar la reducción que la estabilización de los suelos implica en los futuros costes de Conservación y Explotación de la vía.

Respecto al método de ejecución de las estabilizaciones, la *Estabilización in situ* es la más adecuada debido a consideraciones económicas. El mezclado en planta puede resultar ventajoso si el suelo utilizado proviniese de un préstamo en el cual se pudiese realizar la mezcla. La moderna maquinaria de Estabilización/Reciclado disponible hoy en día permite obtener excelentes resultados con la ejecución in situ.



No obstante, es importante reseñar que la ejecución de la Estabilización propiamente dicha mediante la *Metodología Convencional* (preparación del suelo, extendido de la cal, mezclado mediante maquinaria especializada, compactación y terminación) se ha comportado de manera más eficaz que otros métodos aplicados en Tratamientos particulares. La utilización de maquinaria especializada permite garantizar la calidad de la ejecución y optimizar el aprovechamiento de la cal o cualquier otro conglomerante que se aplique.

Aunque hasta ahora la tendencia normal en los proyectos de Estabilización de suelos ha sido la de emplear Cal Apagada (Hidróxido de Calcio), por vía seca o en forma de lechada, lo cierto es que en este momento, la *Cal Viva (Óxido de Calcio)* es la más empleada en estas aplicaciones. Sus ventajas, anteriormente señaladas, son las derivadas de:

- El valor doble de la densidad de esta respecto de la Cal Apagada reduce enormemente los costes y los problemas de logística de fabricación y transporte.

- Esa mayor densidad también reduce la formación de polvo en la obra, en el caso de la vía seca.

- Su reactividad es mayor que la de la cal apagada. Por lo tanto, se necesitan menores porcentajes de cal, siendo su acción más rápida.

Por otro lado, el empleo de cal viva sólo requiere el aporte suplementario de un 30%, en masa de la cal, de agua para la humidificación del terreno. Por el contrario, si el terreno posee un exceso de humedad, muy frecuente en los suelos plásticos, la cal viva ayuda, como ya hemos visto, a reducirla. De esta forma, la cal viva permite ejecutar la estabilización en condiciones climatológicas adversas para otras unidades de obra, reduciendo plazos de construcción. Y lo que es más importante, su empleo no entraña peligros especiales de Seguridad y Salud.



6. AGRADECIMIENTOS.

La realización de esta Ponencia ha sido posible gracias al suministro de datos que me han facilitado las Administraciones, Consultorías y Asistencias Técnicas, y Empresas Constructoras implicadas en las distintas obras a las que me he referido.

Quiero destacar a la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, a la Comunidad de Madrid y al MINTRA, a la Junta de Castilla y León y al GICAL, a la Junta de Andalucía y al GIASA, y a las empresas Dragados, COLLOSA, CINSA, PROINTEC, INZAMAC, INCOSA, NECSO, FCC, SANDO, SACYR, ACS, GEA-21 y AZVI.

7. BIBLIOGRAFÍA.

(1) Asociación Nacional de fabricantes de Cales y Derivados de España (ANCADE). "Manual de Estabilización de suelos con cal". Madrid, 1997.

(2) Little, D.N. "Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime". Kendall/Hunt Publishing Company. Dubuque (Iowa). (1995).

(3) Asociación Nacional de fabricantes de Cales y Derivados de España (ANCADE). "Guía práctica de Maquinaria para la Estabilización de suelos con cal". Próxima aparición.

(4) "Curso de especialista en Control de Calidad de Obra Civil". Ilustre Colegio Oficial de Geólogos de España. Madrid, octubre de 2000.

(5) Varias Ponencias. "I Congreso Andaluz de Carreteras". Granada, 1998.

(6) Varias Ponencias. "II Congreso Andaluz de Carreteras". Cádiz, 1999.

(7) Varias Ponencias. "Jornadas sobre el uso de la Cal en la Estabilización de suelos en Andalucía". Córdoba, 2000.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
OCTOBER 1 TO 4, 2001
SALAMANCA (SPAIN)

RECICLADO A PEQUEÑA ESCALA DE SUELOS PLÁSTICOS CON CAL Y/O CEMENTO PARA EL RELLENO DE ZANJAS

SMALL-SCALE RECYCLING OF PLASTIC SOILS FOR TRENCH FILLS USING LIME AND/OR CEMENT TREATMENT

E. Van den Kerkhof
Technological Consultant
Belgian Road Research Centre
Boulevard de la Woluwe, 42
B 1200 Brussels (Belgium)
E.VandenKerkhof@brrc.be

RESUMEN

En Bélgica se utiliza tradicionalmente arena y/o arena estabilizada con cemento para el relleno de zanjas. Técnicamente, se trata de una buena solución, puesto que la arena es un material fácil de compactar y además garantiza un relleno estable durante años, incluso en presencia de agua subterránea. Actualmente las decisiones medioambientales adoptadas por los políticos hacen que no sea posible retirar simplemente los materiales de calidad insuficiente y reemplazarlos por arena. Además ciertos suelos están contaminados y no es conveniente desplazarlos a otro sitio, dado el riesgo de contaminación.

Por esta razón hay que reutilizar suelos plásticos en el relleno de zanjas, tales como el limo, la arcilla y todo un conjunto de familias intermedias. Estos suelos son inadecuados desde un punto de vista técnico: son muy susceptibles al agua y son difíciles de compactar. Su contenido natural de humedad varía entre el 20 y más del 30%. Afortunadamente pueden utilizarse técnicas de tratamiento con cal y con cemento que dan muy buenos resultados en este tipo de suelos. Actualmente se está tratando de utilizar suelos estabilizados con cal para reemplazar la arena y suelos que hayan sido estabilizados con cal-cemento en sustitución de las mezclas arena-cemento, pero por el momento aún subsisten algunas dificultades.

ABSTRACT

In Belgium, we used to fill trenches for sewers and collectors with sand and/or cement-stabilized sand. Technically speaking, this is a very convenient solution. Sand is easy to compact and guarantees a stable fill for years, even in the presence of groundwater. However, it has become impossible nowadays to simply remove poor quality materials and replace them with sand, because of the environmental choices made by the politicians. Moreover, some of the removed soils are polluted and we do not wish to move them to another place because of contamination risks.

We therefore have to reuse plastic soils like silt, clay and all intermediate families in filling trenches. These soils are inadequate from the technical point of view: they are very sensitive to water and more difficult to compact. Their natural moisture content ranges between 20 and more than 30 %. Fortunately, we can use treatment techniques with lime and cement that work very well with these types of soil. We now try to use lime-treated soils to replace sand and lime/cement-stabilized soils as substitutes for sand-cement mixtures, but some difficulties still remain for the moment.

PALABRAS CLAVE

Suelos plásticos, zanjas, cal, cemento, tratamiento.

KEY WORDS

Plastic soils, trenches, lime, cement, treatment.

1. HISTORICAL BACKGROUND

Belgium has a long-standing tradition of using lime to improve clayey soils. The Belgian Road Research Centre conducted extensive research into this technique in view of its extensive use on a national motorway construction programme in the late sixties. Our knowledge of the method was an improvement on knowledge imported from the United States, and the technique was adapted to Western European wet soils by using quicklime instead of lime slurry. This enabled the water-reducing properties of quicklime to be put to extra use. Large volumes of fine-graded soils (> ten million m^3) were improved or stabilized in those days. After the motorway construction programme was completed, the technique fell a little into disuse in Belgium.

The technique has continued to develop in France, where sand and gravel are in very short supply. It is used for the recycling of fine-graded plastic soils in road bases and subbases, very often in conjunction with cement treatment. The volume of soils treated in France for road base and subbase applications is estimated at five to seven million tonnes (figures of 1997); the volume of soils "improved" for fills is several times larger than that.

Over the past ten years, Belgium has seen a strong revival of the technique triggered by major infrastructure works such as the construction of the high-speed (railway) line and motorway A8 Brussels-Tournai. However, a trend towards applications on other types of work is developing as well. The very limited availability of dumping grounds and the shortage of new fill materials have prompted applications of lime treatment in minor earthworks, for example in constructing industrial platforms, parking areas or shopping centres or in filling trenches for collectors or sewers. We also use soil stabilization with cement and lime as a substitute for conventional sand-cement, although there are still some doubts about the long-term stability of the product. The scaling down of works moreover faces us with a number of new challenges relating to environmental friendliness (dust emission in densely built-up areas) and economic efficiency. This paper discusses small-scale applications of lime and/or cement to permit the reuse of argillaceous plastic soils (silt, clay).

2. BELGIAN SOILS

A large portion of the Belgian territory (Flanders, the provinces of Brabant and Hainault, and the region of Haspengouw) is covered by Quaternary and recent deposits left by a number of north-south, north-west and south-east transgressions that alternated with a number of regessions, with the consequent bedding cycles. The marine sands are calcareous with intercalations of clay, whereas the tidal areas are marked by the presence of fine sands and clays. The layers building up in interglacial eras were chiefly clayey, but in glacial periods mainly thick strata of coarse and sometimes gravelly sand were deposited. Wind activity in glacial periods further deposited sands in the northern and loess in the southern part of the country.

As a result, many different soils are found in a relatively small area. A wide range of quality sands was available, but the supplies are beginning to run out. What remains are the often very wet silty and clayey soils that require treatment before they can be used in earthworks.

These soils are frequently found in river valleys, alternating with organic layers that hamper their reuse.

The more elevated part of Belgium mainly consists of soils of Tertiary origin. They are chiefly loose or little solid rock and sandstone, which do not qualify for the applications discussed below.

3. IMPROVEMENT TECHNIQUES

3.1 Purpose

Soils can be treated for two different purposes:

- to affect the structure of water-sensitive soils that are too wet to be used under technically and economically acceptable conditions. This is referred to as soil "improvement". The percentage addition of the product is optimized so as to ensure sufficient trafficability for carrying out works (in practical terms: rut depth not to exceed 10 to 15 cm under the wheels of earthmoving vehicles). Possible methods to achieve this are the addition of lime or cement in small proportions, the improvement of grading, the use of water-repellent or chemical products, and accelarated consolidation. The most suitable treating agent for Belgian silty soils is lime;
- to give the soil permanent mechanical characteristics that are superior to those of the untreated soil. This is called soil "stabilization", and the stiffness achieved by the treated layer is sufficient for incorporation in structural design calculations. Possible methods are high percentage additions of lime or cement and the use of pozzolanic binders, bituminous binders, or resins. Hydraulic binders are most often used for this kind of treatment.

3.2 Effects of lime

Lime brings about two changes in a soil: and *immediate* change, which occurs directly after the lime has been mixed into the soil, and a *long-term* action, which may continue for several months or even years after construction.

3.2.1 Immediate effects

- *Change in moisture content*

The amount of change depends on the type of lime used.

a) Quicklime
   Quicklime reduces the moisture content of soils through three different phenomena:
   1. the hydration of the quicklime: part of the moisture is absorbed by the exothermal reaction with the quicklime: $CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 + 15{,}5$ kcal/mol;
   2. the evaporation of part of the moisture by the heat from the exothermal reaction with the quicklime;
   3. the addition of dry matter, which reduces the moisture-to-solids ratio (i.e. the moisture content).

A 1-% reduction in moisture content can be expected per percent of lime added. Under favourable weather conditions, moisture content may drop even more by the effects of mixing and wind.

b) Slaked lime
Slaked lime also reduces moisture content, but only through the addition of dry matter. The reduction in moisture content is limited to 0.3 % per percent of lime incorporated.

c) Lime slurry
This product increases the moisture content of the soil to which it is added, the increase depending on the concentration of the product (mass of CaO per litre of water) and on its proportion in the soil.

➢ *Change in the characteristics of the clay fraction*

Lime affects the electric charges around the clay particles, thus altering the electric field between them. This results in flocculation, the effect of which on the geotechnical characteristics of the soil is not to be neglected.

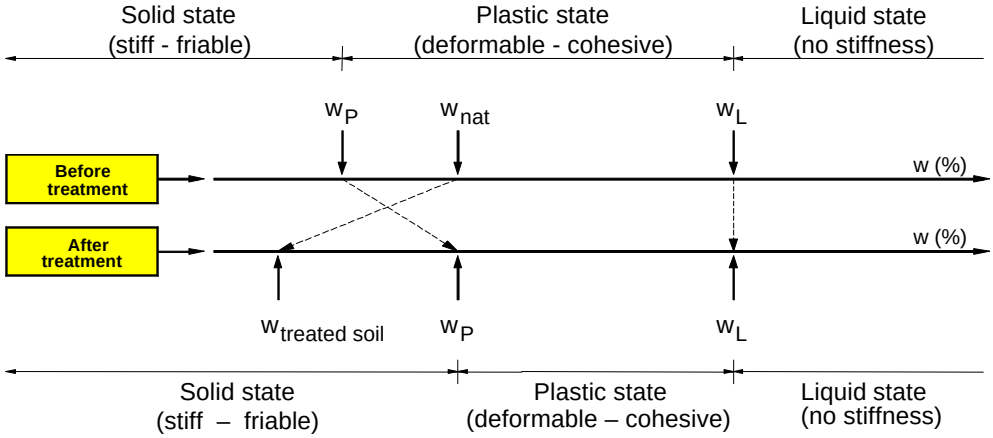


Figure 1 – Decrease in PI

a) Significant rise in plastic limit

The liquid limit (W_L), however, remains virtually unchanged. This means that the plasticity index ($PI = W_L - W_P$) decreases. Figure 1 shows that the combined phenomena of reduction in natural moisture content and decrease in plasticity index of the treated soil may bring this soil from a plastic state (deformable and cohesive, hence difficult to compact) into a dry state (stiff and friable, hence more workable).

b) Increase in shear strength

The shear strength of the soil increases very rapidly as well. This is revealed by an increase in IPI ("indice portant immédiat", or immediate bearing capacity) or CBR values. An example is shown in figure 2.

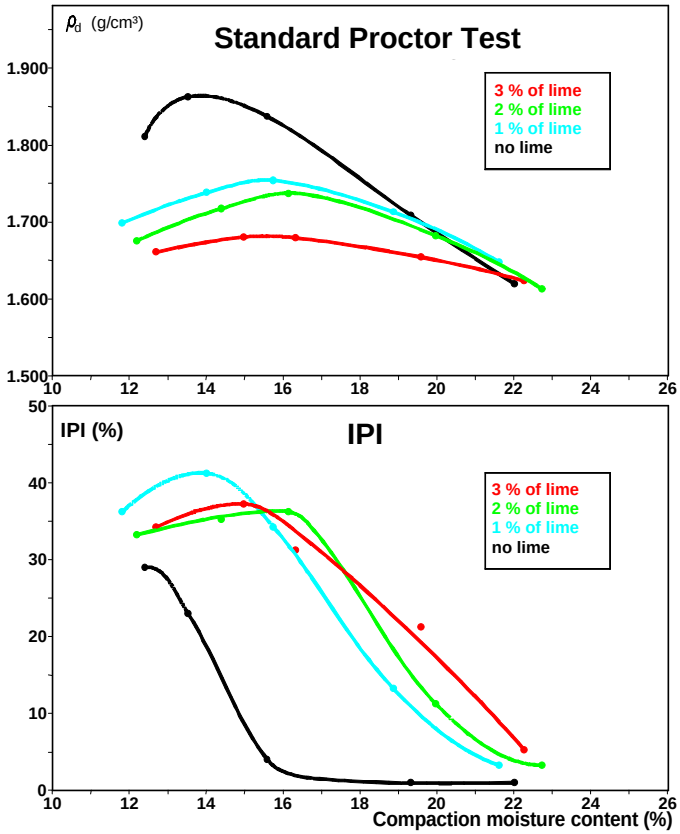


Figure 2 - Change in shear strength

c) Change in compaction characteristics

Figure 2 also shows that the Proctor curve of treated soil is shifted down and to the right with respect to that of the original natural soil. The shift is greater as the soil reacts better with the lime. This means that treatment with lime reduces the maximum value of dry bulk density and increases the moisture content at which this value can be achieved.

3.2.2 Long-term effects

The reaction involved is pozzolanic. It is caused by silicium, aluminium oxide and iron oxide – which are present in clay minerals in a crystallized and more or less attacked form – dissolving in a medium with a high pH value (> 12). After dissolution, these elements and compounds react with the lime to form insoluble ferro-silicoaluminates of lime, which precipitate and crystallize in the presence of water. This results in the formation of intergranular bonds of a similar nature as those created with cementitious binders. The bonds are affected by the temperature of the medium, the magnitude and nature of the clay fraction, and the moisture content of the soil. Depending on the characteristics of the soil, a minimum proportion of 3 to 4 % of lime is required to trigger the process.

3.3 Use of cement with plastic soils

The cement is spread after the plastic soil has been pregranulated with lime. Lime and cement thus complement each other perfectly in such soils. In cohesive soils, lime treatment induces

a granulated structure that improves workability. In this way, a preliminary treatment with lime greatly facilitates the mixing of cement into a soil. With this pregranulation, cement stabilization can be extended to much more clayey cohesive soils than before. A study of the Belgian Road Research Centre proved pregranulation to be beneficial to various extents, with two exceptions: the effect of organic substances is not alleviated and, in the case of loess soils, the stability to freeze-thaw cycles is not improved. Of course, the cement causes the treated soil to harden rapidly, which makes it a candidate to replace conventional sand-cement mixtures.

4. MIXING LIME OR CEMENT INTO SOILS

4.1 Introduction

Improvement and stabilization techniques have up to now been used for large-scale applications with machines designed to mix very large quantities of soil in a cost-effective way. These machines cannot be used on minor works, for reasons of space (manoeuvrability) and economic yield. We are still looking for the one ideal machine, but the market is constantly developing. The various types of equipment are reviewed hereafter.

4.2 Agricultural machines

Farming equipment such as vertical shaft pulverizers, harrows en ploughs may be used for light-duty jobs. With these machines it is, however, difficult to control the depth of treatment and the quality of mixing. Nevertheless, they may provide a cheap alternative for minor works.

4.3 Loading buckets with screening and mixing tools

These can be attached on many different existing earthwork machines (loaders, "Bobcats", cranes). The back wall of the loading bucket is fitted with rotors that make it possible to simultaneously screen, aerate and mix the shovelled soil during loading operations. The attachment is driven by the hydraulic power of the base machine. Manufacturers claim that this type of equipment can handle wet cohesive soils without difficulty.

Investments are limited in comparison with the cost of other plants, and production levels are good. The volume of the loading buckets generally ranges between 0.6 and 2.9 m^3. The equipment can be used for other purposes as well: sizing down wood residues, screening topsoil, compost ... It is also combined with fixed plants to grind the soil before treatment. Production rates greatly depend upon the loader used.

There are two ways to proceed:

1. Mixing the soil on the stockpile while it is conveyed to the place of use or loaded onto a lorry.

2. Mixing the soil directly in the trench. This spares unnecessary earth transport and makes it possible to apply lime treatment in very small spaces. There are devices on the market

that enable lime to be proportioned automatically in the soil by means of an in-built mechanism. This avoids having to spread the lime on top op the trench fill, which is a major source of dust emission on work sites. A disadvantage of this treatment "at source" is that the soil is poorly aerated. As a result, the moisture content of the soil will drop less, and one of the advantages of the lime treatment is lost.



Figure 3 – Loading bucket with automatic lime feed (photo: Lhoist Western-Europe)

4.4 Crushers and mills to be mounted on machines

These are rotating devices that can be best compared with pulverizers. They are attached to the front or the rear of the base machine, depending on the manufacturer. The base machine may be a simple farming tractor. Some models have been designed to crush sizable stone fractions and can, therefore, easily handle stony soils. Like in pulverizers, the milling rotor turns in the opposite direction to that of the wheels of the tractor. Typical configurations have a working width of 2.50 m and a rotor 80 cm in diameter, and can mix to a depth of 40 cm at a rate of 0.5 to 3.0 km/h. These devices can be used to mix soil that was spread in layers. They are also very suitable for small-size jobs (parking areas, minor roads, collector work sites).

4.5 Mobile plants

If there is enough space and the technique is economically feasible, the use of large mobile plants can be considered. With these mixing plants it is possible to ensure better quality control of the end product. Another advantage is minimized dust emission, since the lime can be added in a closed mixer.

The disadvantage of the technique is the space it requires, not only for the plant itself, but also for storing the ingoing and outgoing volumes of soil. Storage conditions are very important (like for any storage of silty or clayey soils), as water from rain or other adverse climatic



Figure 4 – Mill
(fotograph: D. Gutzwiller)

events may alter the consistency of a soil to make it unsuitable for processing. Furthermore, it must not be forgotten that lime-treated soil that is allowed to absorb water may still change in consistency and become unusable. Another problem in Belgium is the need to have an environmental permit for such plants, which certainly does not make their operation any easier.

4.5.1 Plants composed of separate parts

Use can be made for example of concrete technology in composing smaller systems. These may consist of one or two silos (two if cement is to be mixed in as well), a pretreatment unit (but a loader fitted with a screening and mixing bucket for example may equally do), a mixer, and the necessary control and weighing systems. The advantage of this approach is to enable the contractor to draw some parts of the plant from his existing equipment yard, thereby saving lots of money. By assembling loose parts, the system can be better suited to the size of works.

In addition to the drawbacks described in Section 4.5, these plants have the disadvantage that they must be assembled and disassembled on each job site, with is both time-consuming and expensive. Production with these systems depens on the capacity of the mixing unit.

4.5.2 "Turn-key" systems

These are full systems designed in such a way that they can be transported in (virtually) one piece. This transport must, however, not be thought of as too easy, since we are talking about rather bulky machines.

1. A first type of equipment is the large *mobile plant*. It contains all the necessary accessories to process soils and is mounted on a chassis that can be towed by a lorry. It takes relatively little time to assemble and disassemble, since everything is designed to be folding and turnable (including the lime silo). Typical dimensions are ± 19 m long and ± 4 m high. Production lies in the range of 120 m³/h of treated soil. The advantage over plants composed of separate parts is the speed of assembly and the relative compactness

of the system once it has been installed on site. On the other hand, these heavy and expensive machines cannot be modularized to suit momentary needs.

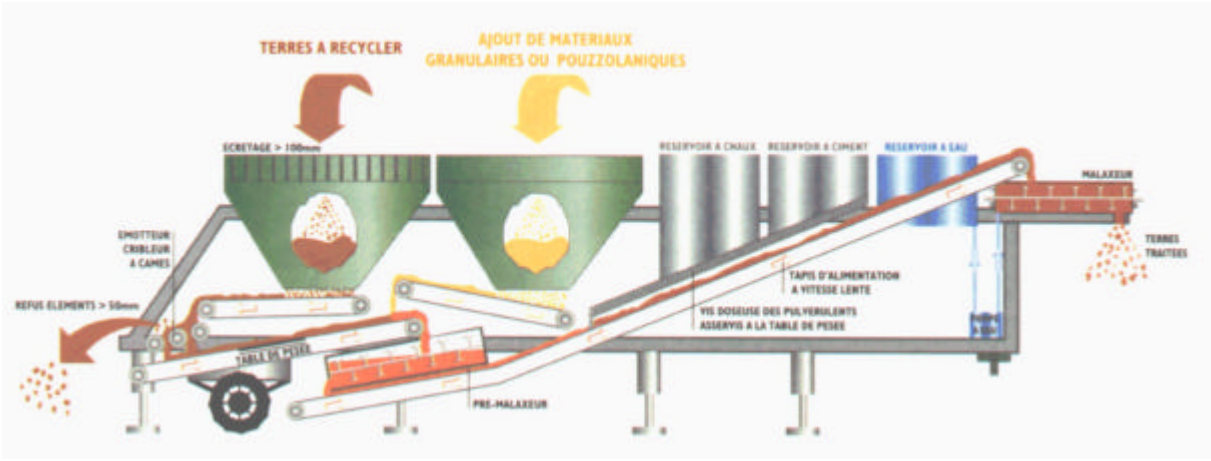


Figure 5 – "Turn-key" system
(drawing: E.D.S.)

2. A second type are *integrated mixers.* Most manufacturers produce a compact and entirely closed machine, with a length of about 10 m. Production rates with this equipment range between 50 and 100 t/h.

   Most machines are delivered on wheels. Some manufacturers offer tracked models that can follow the progress of works on collectors very closely. This minimizes the need for earth transport. It must be realized, however, that close following is only possible on large collector jobs in rural areas, because of the weight (± 35 t) and dimensions of the machine. Care must be taken not to work too close to the open trench, to avoid overloading the soil in situ. These machines more or less have the same disadvantages as their bigger "brothers". They are a little more compact.



Figure 6 – "Stabi" machine

5. PRACTICAL EXAMPLE OF A COLLECTOR TRENCH

5.1 Background

Aquafin Ltd is responsible for developing the Flemish network of main sewers ("collectors") and water treatment plants as required by the European directives on water treatment. This company manages a great many job sites that generate large volumes of earthworks. Legislation on soil transport forces Aquafin Ltd to think about alternative ways to avoid surplus soils. That is why the company has decided to improve natural soils that do not meet the requirements for fill materials, and to use them as backfills for collector trenches. A number of pilot projects were carried out to assess the practicability of the technique and to draft tender specifications. The following alternatives were tried in these projects:

- replacing the fill with lime-improved soil,
- replacing the sand-cement embedment of the pipe with soil-lime-cement mixtures.

Each project involved the laying of collectors at a depth of ± 4 m. The equipment available to the contractor for mixing soils with binders consisted in a conventional mobile concrete plant extended with a clod crusher.

5.2 Execution

The soil in place was silty was on all sites. After a preliminary investigation by the contractor, it was decided to improve the soil by adding 3 % (by dry mass) of quicklime. This limit was chosen to minimize the hardening of the soil, which could be detrimental to the pipes. The major practical problem encountered in the execution of the works was the high moisture content of the excavated soils (more than 24 %). The contractor did not have the time or space to allow these soils to dry and therefore had to rely completely on the effect of the lime treatment. That is why the limit for lime content was increased to 4 % – and even higher for soils intended to be mixed with cement, since in this case a hardening effect was desirable.

5.3 Results

The quality of the backfills was tested with BRRC's light percussion souding apparatus. This small "dynamic" device is fitted with a 10-kg drop hammer and a sounding rod ending in a cone-shaped tip with a cross-sectional area of 5cm² and a top angle of 60°. The penetration per blow recorded with this apparatus is a measure of the bearing capacity of the trench fill. Belgian tender specifications require a maximum value of 40 mm/blow for the fill to be accepted. Since we expected the properties of the lime-treated soils to improve with time, measurements were made at different times after the works had been completed. Our expectations came true: after one week, a 20-% increase in bearing capacity was measured. After one month, the increase was as high as 74 %. Owing to this gradual improvement, trench fills not meeting the requirements for penetration because the treated soil was too wet at the time of compaction could still be accepted one or two weeks later.

5.4 Conclusions

The following conclusions could be drawn from the experience gained in the pilot projects:

- first, a number of geotechnical data such as type of soil (plasticity and grading) and moisture condition are required to make a first assessment of the feasibility of soil improvement;
- just before the work is carried out, a lime-soil mix design study should be made to suit the proportion of lime and the method of compaction to the type and moisture condition of the soil in place. Moisture content on site should be checked every day, to correct the percentage addition when necessary;
- the final quality of the fill will depend very strongly on the achievement of adequate homogeneity in mixing the lime into the soil. Mixing under controlled conditions – for example in a mechanical plant – provides a better guarantee of high quality of the mixture produced;
- the quality of a trench fill depends on the rate to which it is compacted. Potential settlement is determined by the quality of compaction. A compact grain structure is less sensitive to secondary settlements and defects in the overlying road foundation. It is important to compact by layers of limited thickness (max. 30 cm, or less when using light compaction equipment) and to reduce this thickness even further under adverse weather conditions.

The positive experience from the pilot projects has convinced Aquafin Ltd to include soil recycling with lime and cement in its tender specifications. These require a thorough preliminary mix design study by the contractor to determine the appropriate proportion of lime. Special tender specifications determine the length of the sections for which an mix design study should be made. A new study is required for each change in conditions.

A maximum limit of 3 % has been set for lime content, to prevent excessive hardening in trench fills. It is now being considered to increase this limit to permit the reuse of more soils. The risk involved is that with contents exceeding the limit trench fills may harden into monolithic blocks that cause problems with house connections (pipe fracture at the transition between the compressible zone, which can settle, and the hardened zone, which cannot move). The sewer pipe may be subjected to excessive loading (owing to the direct transfer of surface loads to the pipe and the loss of "silo effect"). Moreover, a monolithick block can cause much trouble when the trench has to be reopened in the future.

6. REFERENCES

(1) Van Ganse, R. *Quelques aspects théoriques et pratiques concernant la stabilisation des sols à la chaux*. Excavator, décembre 1972.

(2) Verhasselt, A. *La stabilité des grumeaux de sols traité à la chaux.* La Technique routière XVIII/1, 1973.

(3) Verhasselt, A. *Amélioration immédiate à la chaux.* Rapport de recherche n° 176/VA/1978, CRR, mars 1978.

(4) Verhasselt, A. *Stabilisation à la chaux*. Rapport de recherche n° 177/VA/1978, CRR, mars 1978.

(5) Monnaers, A., Van den Kerkhof, E., Verhelst, F. *Recyclage van fijnkorrelige gronden – Grondverbetering met kalk*. Geotechniek, juli 2001.

(6) Van den Kerkhof, E. *Machines de malaxage*. Journées d'étude concernant le traitement des sols à la chaux. Bruxelles, avril 2001.

(7) VandeCraen, H. *Behandeling van leem met kalk*. Persoonlijke mededeling, september 1998.

(8) SETRA-LCPC. *Guide technique: traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques*. 2000.

(9) PIARC Committee C12. *Equipment and Methods Specific to Soil Treatment Works.* 1997.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

TRATAMIENTO DE SUELOS CRETÁCEOS LA CONSTRUCCIÓN DE UNA CARRETERA EN FRANCIA

TREATMENT OF CHALKS CASE OF A ROAD SITE IN FRANCE

J. Vécoven
Consultant
Technical Direction
Obourg- Origny
2, rue des Fabriques
B-7034 MONS (Belgium)
jacques.vecoven@ciments-obourg.be

D. Gandille
Technical Director
Guintoli
Parc d'Activités du Bel Air
14, rue des Gaudines
78100 ST GERMAIN EN LAYE (France)
dgandille.gsa@generale-routiere.com

JP Soufflet
Sales manager
Ciments d'Origny
15 Bd Amiral Bruix
75782 PARIS Cedex 16 (France)
jean-pascal.soufflet@origny.fr

RESUMEN

Este ejemplo presenta un caso particular de tratamiento de suelos cretáceos. La creta es una roca evolutiva que produce una gran cantidad de partículas finas cuando se pulveriza. Es muy porosa y sensible al agua aunque no contenga arcilla. Para el tratamiento de materiales calcáreos y especialmente para los cretácicos se desarrolló un conglomerante específico, el LSC (conglomerante especial para calcáreos), con el que se obtienen mayores resistencias a largo plazo, en comparación con el cemento o con los conglomerantes para carretera. Los estudios de laboratorio del tratamiento de la creta son difíciles de realizar, ya que hay que aproximarse en la medida de lo posible a las características de la obra. No se puede aplicar el método tradicional utilizado para los suelos arcillosos y arenosos. Se presenta una propuesta de metodología de estudio para aproximar las características de laboratorio a las características de la obra. El método destaca la necesidad de conocer la granulometría final de la creta tras su pulverización en obra, el contenido en agua y la densidad in situ correspondiente. La obra de la variante de Witry (carretera nacional), cercana a Reims, constituye un ejemplo de tratamiento de creta para una explanada. Corresponde a una carretera nacional con un tráfico pesado muy intenso. Los estudios preliminares, realizados con ayuda de métodos de estudio tradicionales, pusieron de manifiesto un insuficiente endurecimiento del cretáceo tratado y una alta sensibilidad al agua. Los estudios llevados a cabo por varios laboratorios (administración, contratista de la obra, fabricante de cemento) utilizando diversos conglomerantes hidráulicos, llegaron a la conclusión de que el conglomerante LSC era el mejor producto. Del mismo modo, el ingeniero consultor decidió llevar a cabo el tratamiento del cretáceo en condiciones de alto contenido en agua con un excedente de contenido en conglomerante, con el objeto de minimizar el riesgo de baja resistencia en la obra teniendo en cuenta los resultados de laboratorio. Las condiciones de tratamiento del cretáceo y el seguimiento de la obra subrayaron la necesidad de modificar la metodología de trabajo: cantidad de agua a añadir a una creta demasiado seca, periodo de espera antes de aplicar el tratamiento, forma de trabajar con un material muy blando y plástico, que obliga a los contratistas a esperar dos o tres días antes de nivelar la explanada. Por último, se comprobó el resultado de los trabajos realizados mediante la medida de deflexión y extracción de testigos, que pusieron de manifiesto el buen comportamiento de la plataforma final.

ABSTRACT

This paper present a particular case of a treatment of chalk. Chalk is an evolution rock which produces large quantity of fine elements while pulverised. It is very porous and sensitive to water however it is clay free. A specific binder, LSC (special calcareous binder), was design to treat calcareous materials, in particular chalk. It allows higher strength at long term period than classical cement or road binder. The laboratory studies of chalk treatment are difficult to carry out as it must be as closer as possible to the reality of the site. The usual method employed for clayey and sandy soil cannot be simply applied. An approach of a study methodology is presented to approximate laboratory and site conditions. It emphasises the need to know the final grading of the chalk after pulverising on the site, the water content and the correspondent density in situ. The site of Witry bypass (national road) near Reims, illustrate a chalk treatment for a subgrade. It corresponds to a national road supporting a high

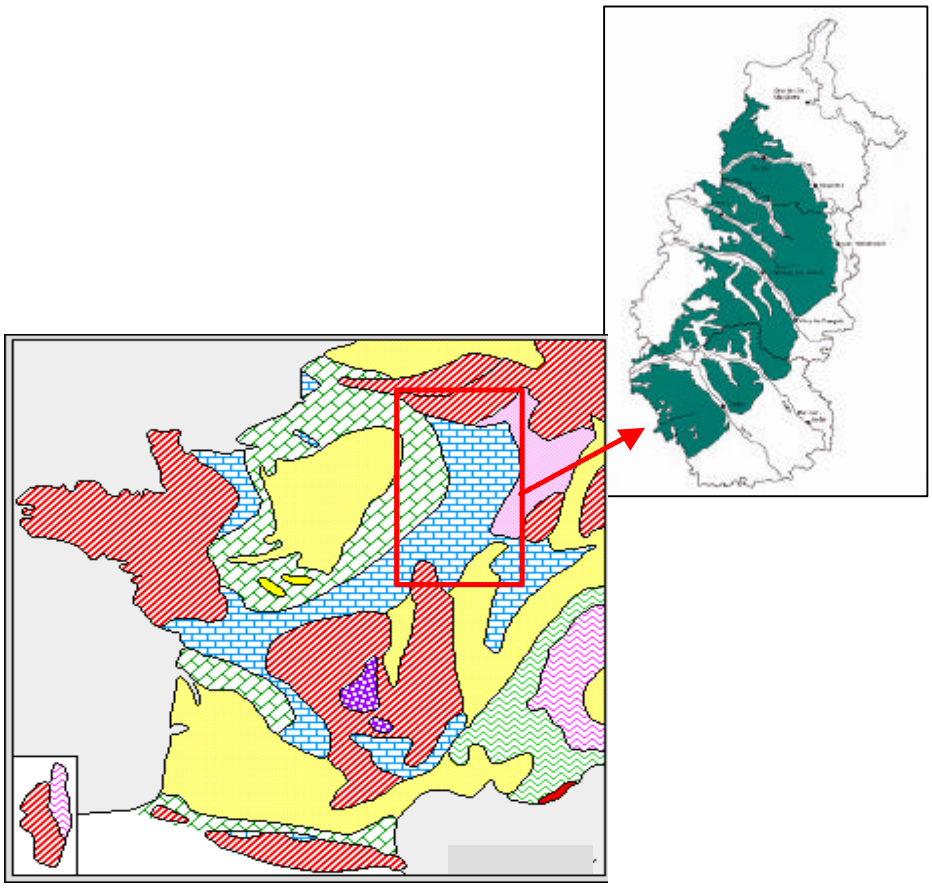
level of heavy traffic. Preliminary studies, carried out by using classical study methods, showed insufficient setting of the treated chalk and a high sensitivity to water. The studies, performed by different laboratories (administration, road contractor, cement producer) and using different hydraulic binders, concluded that the LSC binder was the best product. Thus the Consulting Engineer decided to do the treatment of the chalk in high water content conditions and with an excess of binder content so as to minimise the risk of low strength on site considering the laboratory results. The chalk treatment conditions and the monitoring of the site showed the need to modify the organisation of the work: quantity of water to add to a too dry chalk, waiting period before the treatment, working with a very soft and plastic material which forces contractors to level the capping layer one to two days later. Finally the works were checked through deflection and core samplings. They showed the good behaviour of the final platform

PALABRAS CLAVE

Creta, explanada, estabilización, conglomerante hidráulico para carreteras .

KEY WORDS

Chalk, subgrade, stabilisation, hydraulic road binder.



B –
Chalk is a rocky material which should be classified according to its properties in earth work sites. Its changing nature, related to its porosity, has led to rock density being chosen as the

chalks a second parameter has been used, water content. It allows chalks to be classified into different moisture states established according to its water saturation rate.

carbonate sedimentary rocks Chalk – type R1	$\rho d > 1.7$	Dense chalk	
	$1.5 < \rho d < 1.7$	Chalk of medium density	R12h if Wnat > 27 %
			R12m if Wnat 22 to 27 %
			R12s if Wnat 18 to 22 %
			R12ts if Wnat < 18 %
	$\rho d < 1.5$	Low density chalk	R13th if Wnat > 31 %
			R13h if Wnat 26 to 31 %
			R13m if Wnat 21 to 26 %
			R13s if Wnat 16 to 21 %
			R13ts if Wnat < 16 %

Table 1

C – **Which hydraulic binder should be used for treating a chalk?**
Many studies of chalk treatments have been undertaken with common cements. Better properties have been observed with cements containing a high proportion of slag. From this observation a hydraulic binder with a high slag base has been developed within Origny Group to treat chalks and high-limestone materials in general. This specific hydraulic binder uses a high sulphatic activation. Over the long term (90 days or more) it develops mechanical resistances higher than equivalent treatment by a traditional binder. The gain, obtained in direct tensile resistance on a limestone road base course or chalks, is 30 to 40% without a substantial increase of the elastic modulus. Increased strengthening power is thus obtained when this supersulphated binder is used.

D **– How should the efficacy of the treatment be qualified?**
One of the uses of chalks treated by a hydraulic binder concerns capping layers. This treatment allows high and lasting bearing capacity to be obtained since its makes the layer, formed in this manner, insensitive to water and ice. A general methodology for the study of soils treated for capping layers has been defined in a guide (GTS). This methodology lays down the common conditions for making laboratory test pieces: choose of density and water content, for all soils encountered. The guide accepts that the wide variety of soils encountered can lead to this methodology being reconsidered in order to match it with the reality of the soil being treated.
To qualify the specific treatment of chalks, the laboratory study must be done on a mixture representative of the site reality. It must take into account actual conditions of use. In particular the preparation of laboratory test pieces must be adapted to:

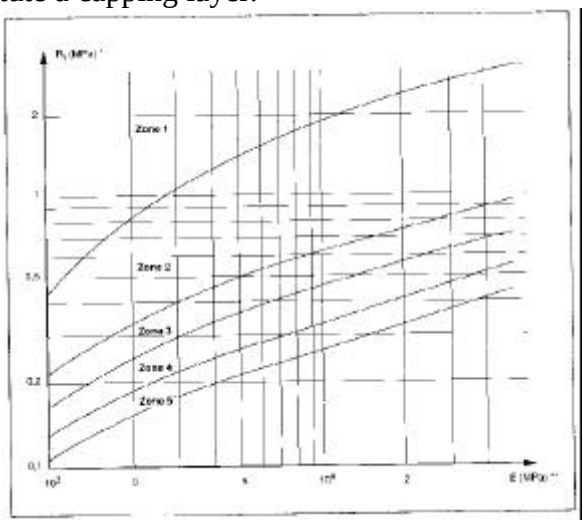
- the densification of the chalk treated in place (average density and density at bottom of capping layer)
- the water contents seen in the site but above all the re-dampening conditions of the chalk before treatment.

An adaptation of the study methodology is thus proposed, based on site observations. This is the purpose of this article, which uses the study observations and the considerations found in several sites where chalk, used in the capping layer has been treated.

III APPROACH TO A STUDY METHODOLOGY SPECIFIC TO THE TREATED CHALKS

A - Purpose of treatment

The purpose of the treatment is to stabilise a soil over a long period by giving it a minimum bearing power, insensitive to external agents. This property, sought from a soil treated by a hydraulic binder, is characterised by the mechanical resistance and elastic modulus couple reached over the long term and estimated by the values at 90 days. It may then be represented by an uniform mechanical field in a graph relating these resistances to the modulus (graph 1, taken from the GTS). In the case of in-place treatment of a soil a minimum mechanical zone of 4 is required to constitute a capping layer.



GRAPH 1

These minimum mechanical characteristics of the treated soil allow high bearing capacity platforms to be obtained, generally with layers of approximately 35 cm. The search for this mechanical zone 4 is undertaken by laboratory studies on materials representative of the site.

B – Study of a treated chalk according to GTS

The presented study relates to a chalk from the Reims region (Marne county) used in connection with the constitution of a road platform. Firstly it was identified by measuring its natural density in position and its water content:

- ρ_d = 1.68 t/m3
- Wnat = 22 %

R12 at the limit of the dry fields, and of medium moisture (R12s and R12m). The chemistry of the chalk shows no particular anomalies: 96% of CaCO3 and only traces of undesirable

traditional hydraulic road binder, named LR1. The optimum compacting characteristics (
24% water content. These mixing conditions lead to an immediate bearing capacity of IPI 20

methodology of the GTS guide, namely:

applied an average density in place, estimated at 98.5% of the measure compression resistances,
applied a layer bottom density, estimated at 96% of the the mechanical zone of the treated chalk

- dampened to the OPN water content

vibro-compression,

gave the results shown in Table II:

Mechanical characteristics,		
	6	7
	1.3	1.7
		2.4
Rt 28 days		
E 28 days		3200
	0.14	
E 60 days		
Rt 90 days	**0.17**	
E 90 days	**2800**	

Table II

An estimate of the mechanical properties of this treated chalk (value 90 days), assumed to be GTS guide, is outside the minimum mechanical zone 4 accepted for soils treated in place (judged with graph 1). The nature and dosage of the binder, or the representativeness of the test pieces must then be reconsidered to use this treated chalk as a capping layer. This is the purpose of the additional studies

C – Study of parameters influencing the mechanical characteristics of the treated chalk

1 - nature of and dosage with hydraulic binders

the binder a fast simplified study was made with 3 other binders and 2 higher dosages. The 4 natures of the hydraulic binder compared were:

- CPJ-CEM II cement
- CLK-CEM III-C cement
- Hydraulic road binder with high slag base activated by calcium sulphate and quick lime, LR1
- Hydraulic road binder with high slag base activated by a high dosage of calcium sulphate, LR2, described in paragraph II-C.

The tested dosages are 7 and 9 %. This comparison was undertaken by a fast laboratory method according to a standardised operating method NF P 94100. It consisted in treating the fines part of the chalk (granular fraction 0/6 mm) by a hydraulic binder and subsequently making small cylindrical test pieces (5x5 cm) kept at 40°C under water and subsequently measured in Rtb (splitting test) after 7 days. This approach is indicative and provides only a comparison of the binders and their dosage. The conditions for compacting test pieces followed the GTS guide, with 96% of the OPN density. However, to take account of acquired experience, the water content of the chalk was increased to a dosage higher than that of the OPN reference (Wopn + 1), although this value no longer enables a higher immediate bearing capacity to be met; chalk saturation is favoured since this is more likely to lead to high mechanical characteristics. Table III summarises the results of this study:

Rtb mechanical characteristics, MPa	Binder content, %	
	7	9
CPJ CEM II cement	0.16	0.19
CLK CEM III C cement	0.14	0.16
LR1	0.15	0.18
LR2	0.16	0.22

Table III

Differences are not very marked between all these binders. Use of this test (conservation in water at 40°C and a single measurement) remains very restrictive since it does not highlight the different kinetics of the binders considered. Only the equivalence or superiority of the LR2 binder is noted, despite a short-term (7 days) judgement, which in principle puts a constitution very rich in slag and without clinker at a disadvantage.

2 – Compacting conditions of the treated chalk

The observations made on site show that the levels of densification of the treated chalks which are reached are often higher than the reference of the normal Proctor test. This observation is particularly true when the chalk is in high water content conditions (Wopn or more). An estimate of these properties on compacting was made measuring the treated chalk test piece closing time by tightening using vibro compression on a 10x20 cm test piece. TABLE IV shows this comparison:

	Densification in % of normal Proctor test		
	96	98.5	102
Compacting time, s	1 to 5	12 to 15	25 to 30

Table IV

Tightening times correspond to the compacting energies necessary to reach a desired densification of the treated chalk. In particular it is observed that tightening times are very short and unusual for the targeted compacting rates of 96% and 98.5% of ρ_d OPN. The

compacting conditions suggested by the methodology of the
representative of site reality. The information gathered, on the basis of controls of old sites,
OPN value are easily exceeded, thus far
GTS. It must still, nonetheless, be verified that
at the capping layer bottom, used to measure the mechanical zone obtained with the treated

state (higher than densification of 100%
chosen to replace the value of 96%
of the chalk before treatment, and their influence on the mechanical zone obtained.

The overall water content parameter of the treated chalk was studied at three levels:
2, Wopn + 2. The importance of the methods for re-dampening the chalk was
Wopn + 2. The treatment conditions, close to site

of the treated chalk set at
chalk before treatment), and 100% compacting of the
undertaken with the most suitable binder, LR2, dosed at 7%. Re-dampening of the chalk was

- full water contribution, i.e. +8%, and stabilisation of the chalk thus dampened over
- partial water contribution 24 hours before, i.e. +4%, and additional +4% on
- contribution of all added water on treatment with LR2 binder

were measured. The

Mechanical characteristics of the compacted at 100 %		Dampening conditions of the chalk compared to				
		Wopn - 2		Wopn + 2		
Wnat and rest for 24 h			+ 5 %		+ 3 %	
Water contribution during compacting		0		0		+ 7 %
			Normal, moist	Slightly not sweating	sweating chalk	
MPa)	28 days		0.14		0.26	Test pieces made
	days		0.18		0.3	
E (		1400		2800		
	90 days		2200		3800	
GRAPH 1		Outside zone		4		

Rtb and undertaken on 10x20 cm test pieces compacted statically

The major effect of the overall water content of the treated chalk is observed. Mechanical zone 4 is reached only for a water content of Wopn + 2. In addition, for a targeted overall water content of Wopn + 2 the dampening method will have an effect on mechanical resistances. A partial water contribution just before treatment by the binder allows better hydration of it. However, it is counterbalanced by very unstable properties of the chalk. A compromise must be made between a chalk which is unstable to use but favourable to its mechanical resistance (optimisation of binder rate) and a stable chalk used in traditional fashion, but not optimised in terms of binder content.

IV– USE OF TREATED CHALK IN EXTREME CONDITIONS CASE OF A SITE IN FRANCE.

The tests presented in section II correspond to the studies prior to the construction of a road platform site. The study of the mechanical properties of the treated chalk was adapted to the realities of the site derived from experience. This laboratory approach had then to be confirmed on the actual site. Construction of the capping layer of this road platform enabled this to be done.

A – presentation of the site.

This is a road, supporting T1 traffic (more than 375 trucks in load having a total weight higher than 3.5 tons), consisting of a road surface with 2 times 2 lanes, extending over approximately 4 km. The platform considered to support the future pavement consists of a level earth work unit of type AR2 (min. bearing capacity 50 MPa) surmounted by a capping layer of 35 cm leading to a platform class PF3 (min. bearing capacity 120 MPa). This corresponds to treatment of approximately 60,000 tons of chalk. To obtain the class of bearing capacity sought in the final platform the treated chalk should correspond to a mechanical zone 4, i.e. approximately splitting resistances (Rtb at 90 days) of 0.3 to 0.35 MPa minimum for elasticity modulus of around 4000 MPa.

B – laboratory study.

The laboratory studies, described in the previous paragraph, led to maximum dampening of the chalk being given top priority to obtain the minimum mechanical characteristics, but partly sacrificing the immediate bearing capacity of the treated chalk on use (spreading, mixing and compacting). The new and difficult site construction conditions made the project managers adopt a prudent approach, and a safety dosing of 9% of LR2 road binder was thus adopted for the work.

C – conduct of site

Preparation of work:

The chalk in the capping layer layer was partly (¾) supplied several months before the work. The goal was to protect the level earth work, made from chalk treated before winter, against the effects of possible frost. The remainder of the chalk for the capping layer (¼) was supplied 2 months before the work. There was thus a prepared chalk in a layer on the site, which had been partially dried.

Working procedure

The conditions for construction of the capping layer, undertaken during the hot season, are

- the natural chalk, previously supplied on the level surface, has the form of a overall, of dry category (R12s), with water contents between 16 and 22%, with an contribution is made in several stages as follows:
  work, dampening with a minimum major contribution of 100 l/m2 of water spread followed by additional water to reach 26 to 27% of water in the chalk alone, iii) on correction of water content by limited additional contribution, iv) No water is
- the equipment used for the binder treatments is as follows: 4 sprinklers of total Panien spreaders, 2 pulvimixers, 2 V5 heavy levelling machines. This equipment is suitable for the 8000 m2/day.

  the
- Since bearing capacity conditions did not allow final adjustment of the platform,

Verification of the procedure on a trial area:

validated. Table VI

	Trial area
capping layer	
Water content of the chalk after dampening	21 to 23 % - this proved insufficient
and 3 passes of the	18 to 19 %, the grinding of the treated chalk is satisfactory This water content requires too large a water contribution Wopn + 1 to 2.
and additional water completed by 4 passes of pulvimixer	becoming finer, with a rate of 0/5 of 72% and 2% of residue water
	Test undertaken with a V5 vibrating roller operating a high
Densification	the
Medium-term bearing capacity by deflection	

Table VI

content. Given the initial very low water content, the water contribution must be made in

successive waits imply additional contributions of water. This point was underestimated in the first considerations. Table VII, showing the site assessment, will indicate that the water contributions were in fact very large, and much more than those which could be estimated by a simple calculation.

Conduct of site – Assessment:
Photographs 1 to 3 illustrate the behaviour of the treated chalk in a water content field leading to an unstable chalk requiring final adjustment 2 days later.





Photograph 2



The bearing capacity conditions of the chalk were such that the spreading, mixing and pre-trimming equipment could operate only on the bearing part of the earth work level (elevation

allow final adjustment after 2 days.
Conditions for

After 24 hours, despite an improved bearing capacity of the treated chalk, the levelling application of the capping layer; a clear increase of bearing capacity was then observed, and adjustment by the



Photograph 4

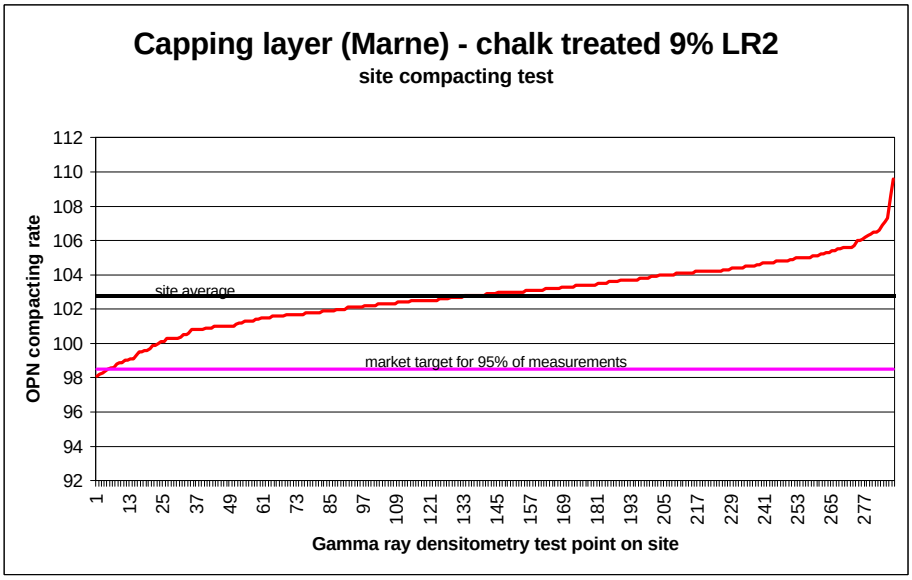
Final levelling of the capping layer, fixed at +— 3cm, was in conformity with the contractual stipulations.

Observation throughout the site:
Table VII summarises the measurements made throughout the site

	Summary of site measurements	
	measurements	Comments
Water added on chalk treatment	150 l/m2	These contributions are considerably superior to those estimated. There is considerable loss during treatments and waits.
Water content before final compacting	19 to 28 %	5% of water contents less than the Wopn reference, 30% inferior to Wopn+1 and 40% greater than Wopn+2
Compaction	Average of 102.8 % of ρd OPN	93 % of measurements greater than 100 % of ρd OPN
Bearing capacity by deflection of Benkelman beam	Always less than 10 1/100 mm	Measurements made between 14 and 28 days
levelling	< + or – 3 cm	In accordance with contract. A sometimes difficult operation given the changing hardness of the treated chalk

Table VII

Among the set of measurements of the compacting rate (Graph 2), calculated in relation to the normal Proctor test density at OPN water content, it is noted that, systematically, the lowest values correspond to the highest water contents, i.e. Wopn + 2 to + 3%. To judge the treated chalk's ability to compact easily, it is possible only to take into account the measurement points corresponding to water contents close to the Proctor test optimum, i.e. Wopn 24 to 25%. In this case it is observed that 93% of the compacting rate measurements are higher than 101.8% of the OPN reference; this value must be compared to the 98.5% OPN theoretically sought in a laboratory study. This shows the ease with which a treated chalk may be compacted.



Graph 2

Verification of mechanical properties of chalk treated by core drilling:

In addition to these contractual acceptance tests, 9 core drillings were made on the capping layer. The corresponding treated chalk was 9 to 10 months in age depending on the location zones of the drilling cores. Table VIII shows the measurements made on these drilling cores and photograph 5 shows the appearance of one of these drilling cores:

	Observations on the 9 drilling cores	comments
Thickness of treated layer (cm)	35 to 42	For a sought thickness of 35 cm
Moist density (t/m3)	1.89 to 1.98	
Rtb (MPa) on cylinders 147x147 mm	0.26 to 0.92 (average 0.54)	These characteristics correspond to actual mechanical classes in position ranging from level 2 to 4 (see graph 1)
Etb (MPa)	2700 to 6500 (average 4400)	

Table VIII



Photograph 5

All the thicknesses were greater than the stipulated minimum of 35 cm. The mechanical characteristics measured on these drilling cores show overall excess quality of the treated chalk. The mechanical quality of the treated chalk to be obtained on the site is not that obtained in a laboratory. It is accepted that the site introduces many additional dispersals not taken into account by the study, particularly through in-place treatment of the chalk, and that

on site a mechanical category is obtained which is inferior by one zone (see Graph 1) to that obtained by the laboratory study. It is more logical to explain this approach by stipulating that the laboratory study must "over-class" the treated chalk by one mechanical zone in order to obtain the desired mechanical zone on the site.
Thus, for this capping layer, the desired mechanical zone was zone 5. For all the drilling cores mechanical zones ranging from 4 to 2 are obtained, i.e. always above this minimum of 5.

V – PROPOSED METHODOLOGY FOR STUDY OF A TREATED CHALK

The observations taken from the laboratory studies and the behaviour of the treated chalk on the site allow adaptations of study conditions specific to chalk to be proposed. Some adaptations, such as grinding of the chalk after treatment, are already applied: the final granularity of the treated chalk must have a high fine elements rate; it is estimated by the 0/5 sandy fraction percentage which must be at least 50%.
The major adaptations concern:

- the water content sought on the site. It must be as high as possible, close to saturation of the mixture. It is generally 1 to 2% greater than the optimum water content of densification according to normal Proctor test compacting energy. The treated chalk is thus put under bearing capacity conditions at the limit of possible traffic conditions. A lack of water will lead to immobilisation of the water by the porous environment of the chalk, making it unavailable for hydration of the hydraulic binder. The conditions for dampening the chalk must also be considered in a laboratory. This is a choice of use which thus has consequences for site organisation.
- densification likely to be obtained on the site. This is not solely a site choice, but it is also a characteristic relating to the nature of the material for treatment. As we have seen, since chalk is easily compactable, densification suited to chalk and to the water content sought in the site must be determined in a laboratory.

In Table IX possible adaptations to studies specific to treated chalk are proposed:

	GTS	Chalk treatment
Densification reference	OP Normal	
Average density, measurement of compressive resistance	98.5 % of ρd OPN	101 % of ρd OPN
Capping layer bottom density, measurement of tensile resistance	96 % of ρd OPN	98 to 100 % of ρd OPN; this point must be validated by capping layer bottom density measurement testing
Water content sought on the site, leading to an immediate bearing capacity allowing use of chalk	WOPN	WOPN+1 to WOPN+2, with dampening in 2 stages: ¾ 24 hours before treatment, and ¼ 1 hour before treatment

TABLE IX

VI– CONCLUSIONS

Chalks are, like other materials, changing. Use of them in a road layer by in-place treatments with hydraulic binders requires that their final state is known when the treatment is completed. In addition, their very high porosity and their avidity for water (chalky basins are large drinking water reserves) will interact with the action of the hydraulic binder contributed by the treatment. How they are to be treated must thus be studied in a laboratory under conditions which will be those of the site, and which will be favourable to satisfactory action of the hydraulic binder:

- high densification of the treated chalk, which proves very easy to handle on site,
- water saturation of the chalk leaving water available for hydration of the binder.
- Maximum granulometric reduction related to its changing nature

In addition, these materials, which consist essentially of limestone, have very good affinity with hydraulic binders with a high slag base activated by excess sulphate. The latter have been specially developed for this type of material, such as chalk and limestone aggregates.

REFERENCES

(1) GTS technical guide on soil stabilisation with lime and hydraulic binder - LCPC - SETRA 2000
(2) french standard for earth work - classification of materials used in the construction of fill and capping layer for road - 1992
(3) french standard for soil survey - assessment test for the ability of a soil to be treated with lime or hydraulic binder – 1999

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

RECICLADO DE FIRMES CON CEMENTO: ASPECTOS GENERALES

GENERAL TOPICS

Joseph ABDO – CIMBÉTON

En principe, faire un rapport général pertinent d'une session de Symposium, c'est faire une synthèse des avancées techniques enregistrées durant la période s'écoulant entre deux

Or, le Symposium de Salamanque, est le premier du genre, et de ce fait ma mission semble

Il me manque un repère, un point de « ». Je me suis donc attelé à la tâche pour définir

tous.

:

- L'état de la technique avant le symposium de Salamanque
- L'apport du Symposium de Salamanque : les communications, les avancées, les progrès, etc.
- Bilan du symposium de Salamanque

La première partie sera la présentation de ce qui constitue le dénominateur commun des pratiques internationales en matière de retraitement des anciennes chaussées en place aux liants hydrauliques.

Je ne manquerai pas à ce stade de soulever quelques interrogations et de mettre en exergue les points qui méritent d'être étudiés d'une façon plus approfondie ou qui constituent des maillons faibles de la technique.

La deuxième partie sera consacrée à la présentation des communications proposées dans le cadre de la session 4 et je donnerai les critères que j'ai utilisés pour sélectionner les six communications retenues pour une présentation orale.

Pour chacune des communications non retenues, je soulignerai l'objectif recherché, l'idée-force et les principales conclusions du sujet traité. Nous pourrons, dès lors, mettre face à face les interrogations et les réponses apportées par les communications de ce symposium.

Les avancées feront l'objet de débat et de discussion et je compte sur vous pour les mettre à l'épreuve.

La troisième partie dressera un bilan final du Symposium de Salamanque.

L'état de la technique avant le Symposium de Salamanque

Le retraitement en place au ciment des anciennes chaussées est une forme de recyclage. Sa particularité est de réemployer les matériaux, sans les déplacer, dans un ouvrage destiné au même usage et bien souvent dans la même partie de cet ouvrage.

Cette technique est destinée à recréer, à partir d'une chaussée dégradée, une structure homogène, stable et adaptée au trafic à supporter.

Elle consiste à incorporer au sein du matériau, obtenu par fractionnement de l'ancienne chaussée, un ciment ou un liant hydraulique routier et éventuellement un correcteur granulométrique et de l'eau, et de les mélanger intimement in situ jusqu'à l'obtention d'un matériau homogène.

On réalise, ainsi après réglage et compactage, une nouvelle assise de chaussée sur laquelle on applique une couche de surface.

Le retraitement des anciennes chaussées au ciment n'est pas une technique nouvelle. En effet, le « Retraed process », dans les années 50, correspondait à un tel recyclage des anciennes chaussées par traitement à l'émulsion de bitume ou au ciment. Dans les années 60, apparaissent des « stabilisatrices » spécifiques pour remettre en état des chaussées très dégradées. Les années 80 et 90 voient se développer des matériels de traitement en place performants (puissance, précision), laissant présager un développement rapide et une utilisation grandissante de cette technique.

Malgré l'intérêt technique, écologique, environnementale et économique que tous les pays reconnaissent et malgré le contexte réglementaire favorable, cette technique n'a pas connu le succès qu'elle mérite.

Il est légitime d'en conclure que la technique a ses points faibles :

1. Elle n'est pas parfaitement codifiée,
2. Elle n'est pas une solution de facilité, en particulier pour le maître d'œuvre,
3. Elle est sujette à la fissuration,
4. Elle va à l'encontre des intérêts des fournisseurs de granulats ou des gérants de centrales fixes (graves traitées en centrale).

Mais, elle est une « solution verte » de la technique routière.

Pour permettre à la technique de se développer, il faut en priorité agir sur les points 1, 2 et 3 qui relèvent de l'aspect technique. Le point 4, d'ordre politique et social, relève d'une action de communication et de promotion. Notre Symposium aujourd'hui, le premier en la matière, doit donc tenter de rassembler le maximum de données permettant de combler les lacunes relatives aux points 1, 2 et 3.

Revenons à la technique de retraitement, et regardons ce qui pourrait constituer une plate forme commune aux pratiques internationales.

Tout le monde est d'accord à codifier la technique comme un enchaînement de plusieurs opérations :

- Le diagnostic de la chaussée existante,
- Les études préalables,
- L'étude de formulation,
- Les matériels, les engins spécifiques et l'exécution,
- Les contrôles.

Chacune des opérations précitées est parfaitement définie.

Mettons-nous à la place d'un maître d'œuvre et soumettons chacune des opérations à

Au stade du diagnostic, face à une chaussée dégradée, la première question que se pose un maître d'œuvre est la suivante

« S'agit-il de dégradations superficielles ou structurelles ? Quels sont les critères – mis à la disposition du maître d'oeuvre – lui permettant d'envisager le recours à la technique de retraitement ? »

La réponse à la 1ère partie de la question peut être donnée par des mesures de déflexion. Mais, faut-il encore préciser la valeur de la déflexion à partir de laquelle on considère que le défaut est d'ordre structurel.

Plus précisément, pour répondre à la 2ème partie de la question, peut-on donner ou définir un seuil – en terme de déflexion - permettant au maître d'œuvre d'affirmer que le recours à la technique de retraitement est envisageable ?

Une fois que le défaut ait été identifié comme structurel et que la technique de retraitement est envisageable, le maître d'œuvre se posera une deuxième question :

« La technique de retraitement est-elle une solution envisageable pour tous les types de routes quel que soit le trafic ou y a-t-il des restrictions ou limitations à son domaine d'emploi ? »

Ayant trouvé la réponse à cette question, le Maître d'œuvre s'interrogera ensuite sur la faisabilité du retraitement. Il tente alors d'appliquer la méthodologie définie par l'étude de faisabilité qui comporte :

- Examen visuel de la chaussée,
- Analyse des données relatives à la structure existante,
- Sondages,
- Prélèvement d'échantillons représentatifs sur lesquels sera effectués :

  - Des essais d'identifications des matériaux à recycler,
  - Des analyses granulométriques,
  - Des essais d'aptitude au retraitement.

Le maître d'œuvre se trouve confronter au dilemme suivant :

« Le prélèvement doit-il concerner la couche bitumineuse seule, la couche granulaire sous-jacente seule ou un mélange des deux ? »

Dans ce dernier cas, et si la chaussée en place comporte des épaisseurs variables de matériaux bitumineux, suis-je alors dans l'obligation de réaliser autant d'études de faisabilité que de sections homogènes identifiés sur le site ? »

La codification actuelle de la technique de retraitement ne permet pas au Maître d'œuvre de trouver des réponses directes à ces questions. Il est urgent de remédier à ces lacunes en rendant la démarche simple et sans ambiguïté. La solution passe inéluctablement par une recherche d'optimisation des mélanges exigée par ailleurs par l'étude de formulation.

Viendra alors l'opération **« Etude de formulation »**. A ce sujet, le Maître d'œuvre peut s'interroger sur :

- La nature et la composition de l'échantillon objet de cette étude. Comme pour l'étude de faisabilité, l'étude de formulation amène les mêmes interrogations :

  – ***« Doit-elle concerner le matériau bitumineux seul, le matériau granulaire seul ou un mélange des deux ; et dans ce dernier cas dans quelle proportion ? »***

  – ***« Faut-il réaliser autant d'études de formulation que de sections homogènes identifiées sur le site ? »***

- La méthodologie à appliquer pour réaliser l'étude de formulation :

  – Les essais à réaliser ?
  – Les spécifications ?

« Faut-il des essais de résistance à la compression simple ou des essais de résistance à la traction par fendage ? »

« Quelles sont les spécifications en matière de résistance et à quelle échéance sont–elles définies ? »

Toutes ces interrogations constituent, à mon avis, le principal handicap au développement de la technique de retraitement en place au ciment et aux liants hydrauliques routiers.

Il est urgent de codifier le mélange (couche bitumineuse/grave non traitée) par la recherche d'un optimum correspondant aux meilleures performances mécaniques (résistance, module). Une étude approfondie et complète sur cet aspect me paraît incontournable.

Après l'étude de formulation, c'est l'opération **« exécution »** qui retient l'attention du Maître d'œuvre.

« Comment s'assurer, dans des délais relativement courts, que les performances obtenues sur le chantier correspondent bien aux caractéristiques visées suite à l 'étude de formulation en laboratoire »

Enfin, le Maître d'œuvre peut s'interroger sur le problème de retrait et de fissuration des matériaux recyclés au ciment et aux liants hydrauliques routiers. Le comportement à long terme de ces matériaux en dépend. Mais, c'est aussi un problème d'ordre esthétique et psychologique.

Pour rassurer les Maître d'œuvre, il faut disposer de recommandations pratiques permettant de réduire cette fissuration.

Cette analyse critique m'a permis de lister une série de six questions non résolues qui constituent, avant le symposium de Salamanque, les maillons faibles de la technique.

QUESTIONS	NATURE DU PROBLEME
1	Sur le plan du diagnostic, quels sont les critères permettant d'envisager le recours à la technique de retraitement ?
2	Domaines d'emploi de la technique. Restrictions et limitations ?
3	La faisabilité du retraitement : de quel matériau s'agit-il ?
4	Etude de formulation - Optimisation du mélange fraisats/Grave non traitée ? - Epaisseur de retraitement ? - Résistance mécanique ? Spécification
5	Contrôles : corrélation entre exécution et étude de formulation ?
6	- Susceptibilité à la fissuration de retrait ? Recommandations ? - Comportement à la fatigue ?

Le développement de la technique de retraitement dépend fortement des progrès et des avancées techniques apportées par les experts internationaux sur les questions précitées.

Voyons donc l'apport dans ces domaines des communications proposées à la session 4 du Symposium de Salamanque.

1 – Les communications proposées

Sur les 12 propositions de communications, nous avons reçu effectivement 11.
Celle de M. STANO,R de SLOVAQUIE ne nous est pas parvenue dans les délais impartis.

N° COMMUNICATION	AUTEUR(s) (PAYS)	TITRE	OBJECTIF VISE
1	BARTHOLOMÉ C. (Espagne)	In situ cement recycled pavements. Speficiations for works in the Spanish State highways	Codification de la technique : recommandations et spécifications espagnoles
2	CARBÓ C. ; FERNÀNDEZ Luco (Argentine)	A rational criterion for the optimization of cold recycling of asphalt pavements	Optimisation de la formulation des matériaux recyclés
3	CHAKRABARTI S ; KODIKARA J (Australie)	Numerical modelling of the development of shrinkage stresses in chemically stabilised pavements materials	Recommandations pratiques pour réduire le retrait et la fissurations des matériaux recyclés
4	ELLIS S ; DUDGEON (UK)	Structural maintenance of pavements using a deep cold in situ recycling technique	Règles de l'art et spécifications
5	FORT J.P. ; ROWE G. (USA)	The design and performance of cement stabilised bases constructed using the slurry mix process	Etablir corrélation entre les performances obtenues sur chantiers et l'étude de formulation
6	HART G ; TOWLER J.I. ; GREY W. (Nouvelle Zélande)	Transit New Zealand guidelines for recycling unstable chipseal surfacings	Faisabilité de recyclage des couches bitumineuses de surface
7	KOLIAS S ; KATSAKOU M. (Grèce)	Mechanical properties of flexible materials recycled with cement	Optimisation de formulation : étude de laboratoire
8	RUENKRAIRERGSA T. (Thaïlande)	Cement stabilisation of milled asphalt concrete surface	Etude de laboratoire pour évaluer le traitement des fraisats d'enrobés
9	SOMMER H (Autriche)	Strength and durability requirements for cement-stabilised materials	Bilan de l'expérience autrichienne Recommandations sur la formulation
11	WARE C ; PAIGE-GREEN P (Afrique du Sud)	Some material and construction aspects regarding in situ recycling in South Africa	Vérification sur chantier de l'uniformité de malaxage et de l'efficacité du compactage
12	YOSHIDA T (Japon)	Technical guidelines for in situ recycling of base course in Japan	Codification de la technique : recommandations et spécifications japonaises

2 – Les Communications retenues pour une présentation orale

Les 11 communications sont de très bon niveau technique. Mais malheureusement seulement, six auteurs seront invités à une présentation orale de 10 minutes. Pour faire ma sélection, j'ai privilégié les communications traitant directement les sujets identifiés dans la première partie de mon exposé comme étant des questions sans réponses ou non résolues.

Mon choix s'est vite porté vers les communications suivantes :

- A rational criterion for the optimization of cold recycling of asphalt pavements. CARBÓ C. ; FERNÀNDEZ Luco (Argentine)
- Numerical modelling of the development of shrinkage stresses in chemically stabilised pavements materials. CHAKRABARTI S ; KODIKARA J (Australie)
- The design and performance of cement stabilised bases constructed using the slurry mix process. FORT J.P. ; ROWE G. (USA)
- Mechanical properties of flexible materials recycled with cement. KOLIAS S ; KATSAKOU M. (Grèce)

Les deux autres communications retenues concerne la codification de la technique. Mon choix n'a pas été facile puisque les trois communications sur le sujet présentaient beaucoup d'intérêt. Et avec beaucoup de regrets, j'étais dans l'obligation d'écarter la communication fort intéressante de MM. ELLIS S ; DUDGEON (UK). Les deux communications retenues sont :

- In situ cement recycled pavements. Speficiations for works in the Spanish State highways. BARTHOLOMÉ C. (Espagne)
- Technical guidelines for in situ recycling of base course in Japan. YOSHIDA T (Japon)

3 – Présentation des communications non retenues pour une présentation orale

Les cinq communications restantes non retenues sont succinctement présentées dans le tableau ci-après.

COMMUNICATIONS	OBJECTIFS RECHERCHES	MOYENS UTILISES	CONCLUSIONS
ELLIS S ; DUDGEON (UK)	Etablir spécifications et règles de l'art pour le retraitement au ciment	Chantiers expérimentaux	Spécifications, règles de l'art sur le malaxage, le matériel, et les différentes opérations de mise en œuvre sont établies
HART G ; TOWLER J.I. ; GREY W. (Nouvelle Zélande)	Recyclage au ciment d'un multicouche d'enduits superficiels devenu inapte et instable (glaçage, arrachement)	Chantiers en vraie grandeur	-

4 – Les avancés, les progrès

En mettant face à face les interrogations soulevées dans la première partie et les réponse apportées par les communications de ce Symposium, Nous pouvons établir le constat présenté dans les six prochains tableaux

N° COMMUNICATION	AUTEUR(s) (PAYS)	QUESTION N° 1 Sur le plan du diagnostic, quels sont les critères permettant d'envisager le recours à la technique de retraitement ?
1	BARTHOLOMÉ C. (Espagne)	Pas de réponse
2	CARBÓ C. ; FERNÀNDEZ Luco (Argentine)	Pas de réponse
3	CHAKRABARTI S ; KODIKARA J (Australie)	Pas de réponse
4	ELLIS S ; DUNGEON (UK)	Pas de réponse
5	FORT J.P. ; ROWE G. (USA)	
6	HART G ; TOWLER J.I. ; GREY W. (Nouvelle Zélande)	Pas de réponse
7	KOLIAS S ; KATSAKOU M. (Grèce)	Pas de réponse
8	RUENKRAIRERGSA T. (Thaïlande)	Pas de réponse
9	SOMMER H (Autriche)	Pas de réponse
11	WARE C ; PAIGE-GREEN P (Afrique du Sud)	Pas de réponse
12	YOSHIDA T (Japon)	Pas de réponse

Commentaire : Question n° 1 restant sans réponse, mérite d'être traitée lors du prochain Symposium

N° COMMUNICATION	AUTEUR(s) (PAYS)	QUESTION N° 2 Domaines d'emploi de la technique. Restrictions t limitations ?
1	BARTHOLOMÉ C. (Espagne)	Restriction : T<800 Poids lourds
2	CARBÓ C. ; FERNÀNDEZ Luco (Argentine)	Aucune restriction
3	CHAKRABARTI S ; KODIKARA J (Australie)	Pas de réponse
4	ELLIS S ; DUNGEON (UK)	Aucune restriction
5	FORT J.P. ; ROWE G. (USA)	Pas de réponse
6	HART ; TOWLER J.I. ; GREY W. (Nouvelle Zélande)	Aucune restriction
7	KOLIAS S ; KATSAKOU M. (Grèce)	Pas de réponse
8	RUENKRAIRERGSA T. (Thaïlande)	Pas de réponse
9	SOMMER H (Autriche)	- Couche de base : restriction aux routes à faible trafic - Couche de fondation : aucune restriction
11	WARE C ; PAIGE-GREEN P (Afrique du Sud)	Aucune restriction
12	YOSHIDA T (Japon)	Restriction : T< 1000 véhicule commercial par jour et par sens

Pour information : Belgique : Aucune e restriction
France : Couche de fondation : aucune restriction
Couche de base : T<150 Poids lourds (5 t)

Commentaire : Pas de consensus sur cette question. Elle mérite donc de plus amples investigations

N° COMMUNICATION	AUTEUR(s) (PAYS)	QUESTION N° 3 La faisabilité du retraitement : de quel matériau s'agit-il ?
1	BARTHOLOMÉ C. (Espagne)	Mélange (fraisats + grave non traitée)
2	CARBÓ C. ; FERNÀNDEZ Luco (Argentine)	Mélange (fraisats + grave non traitée)
3	CHAKRABARTI S ; KODIKARA J (Australie)	Pas de réponse
4	ELLIS S ; DUNGEON (UK)	Grave non traitée seule ou mélange (fraisats + grave non traitée)
5	FORT J.P. ; ROWE G. (USA)	Mélange (fraisats + grave non traitée)
6	HART ; TOWLER J.I. ; GREY W. (Nouvelle Zélande)	Couche de surface bitumineuse
7	KOLIAS S ; KATSAKOU M. (Grèce)	Mélange (fraisats + Grave non traitée) en proportion variable (fraisats variant entre 0 % et 100 %)
8	RUENKRAIRERGSA T. (Thaïlande)	Fraisats d'enrobés seuls ou mélange (fraisats + Grave non traitée)
9	SOMMER H (Autriche)	Couche granulaire seule
11	WARE C ; PAIGE-GREEN P (Afrique du Sud)	Couche granulaire seule
12	YOSHIDA T (Japon)	Mélange fraisats + Grave non traitée

Commentaire : La tendance est vers une utilisation de mélanges fraisats + Grave non traitée

N° COMMUNICATION	AUTEUR(s) (PAYS)	QUESTION N° 4 - Etude de formulation - **Optimisation du mélange fraisats/Grave non traitée ?** - **Epaisseur de retraitement ?** - **Résistance mécanique ? Spécification**
1	BARTHOLOMÉ C. (Espagne)	- Aucune recherche d'optimisation - Epaisseur : 20 – 35 cm - (R_C) 7 j = 2,5MPa ou (R_C) 7 j ≥ 2,1 MPa si liant composé
2	CARBÓ C. ; FERNÀNDEZ Luco (Argentine)	- Optimisation courbe granulaire et formulation - Epaisseur 15 – 35 cm - (R_C) 7 j ≥ 2,8 MPa
3	CHAKRABARTI S ; KODIKARA J (Australie)	Aucune réponse
4	ELLIS S ; DUNGEON (UK)	- Optimisation sur matériau granulaire seul - Epaisseur 20 – 35 cm - (R_C) 7 j (cube) : 4,5 MPa (faible trafic) ; 10 MPa (fort trafic)
5	FORT J.P. ; ROWE G. (USA)	- Optimisation sur matériau granulaire seul - Epaisseur 15 – 35 cm - (R_C) 7 j ≥ 1,4 MPa
6	HART ; TOWLER J.I. ; GREY W. (Nouvelle Zélande)	- Aucune recherche d'optimisation - Epaisseur < 20 cm - (R_C) 7 j ≥ 2 MPa
7	KOLIAS S ; KATSAKOU M. (Grèce)	Optimisation de formulation proposée étude complète
8	RUENKRAIRERGSA T. (Thaïlande)	- Aucune recherche d'optimisation - Epaisseur 15 - 20 cm - (R_C) 7 j ≥ 1,75 MPa
9	SOMMER H (Autriche)	- Aucune recherche d'optimisation - (R_C) 7 j = 2,5 MPa
11	WARE C ; PAIGE-GREEN P (Afrique du Sud)	- Aucune recherche d'optimisation - Epaisseur < 20 cm - (R_C) 7 j = 2,5 MPa
12	YOSHIDA T (Japon)	- Aucune recherche d'optimisation - Epaisseur 15 – 30 cm - (R_C) 7 j = 2,5 MPa

Commentaire : Des études d'optimisation ont été réalisées dans certains pays (Grèce, Argentine). L'épaisseur varie de 15 à 35 cm (R_C) 7 j = 2,5 MPa

N° COMMUNICATION	AUTEUR(s) (PAYS)	QUESTION n° 5 Contrôles : corrélation entre exécution et étude de formulation ?
1	BARTHOLOMÉ C. (Espagne)	Aucune réponse
2	CARBÓ C. ; FERNÀNDEZ Luco (Argentine)	Aucune réponse
3	CHAKRABARTI S ; KODIKARA J (Australie)	Aucune réponse
4	ELLIS S ; DUNGEON (UK)	Aucune réponse
5	FORT J.P. ; ROWE G. (USA)	Proposition de corrélation entre performance chantier et étude de formulation
6	HART ; TOWLER J.I. ; GREY W. (Nouvelle Zélande)	Aucune réponse
7	KOLIAS S ; KATSAKOU M. (Grèce)	Aucune réponse
8	RUENKRAIRERGSA T. (Thaïlande)	Aucune réponse
9	SOMMER H (Autriche)	Aucune réponse
11	WARE C ; PAIGE-GREEN P (Afrique du Sud)	Aucune réponse
12	YOSHIDA T (Japon)	Aucune réponse

Commentaire : Il est souhaitable de travailler sur le sujet pour confirmer l'étude américaine

N° COMMUNICATION	AUTEUR(s) (PAYS)	QUESTION N° 6 - Susceptibilité à la fissuration de retrait ? Recommandations ? - Comportement à la fatigue ?
1	BARTHOLOMÉ C. (Espagne)	Système de préfissuration
2	CARBÓ C. ; FERNÀNDEZ Luco (Argentine)	Aucune réponse
3	CHAKRABARTI S ; KODIKARA J (Australie)	Recommandations pratiques pour maîtriser la fissuration
4	ELLIS S ; DUNGEON (UK)	Aucune réponse
5	FORT J.P. ; ROWE G. (USA)	Aucune réponse
6	HART ; TOWLER J.I. ; GREY W. (Nouvelle Zélande)	Aucune réponse
7	KOLIAS S ; KATSAKOU M. (Grèce)	Aucune réponse
8	RUENKRAIRERGSA T. (Thaïlande)	Aucune réponse
9	SOMMER H (Autriche)	Recommandations sur la formulation : nature du ciment et résistance visée
11	WARE C ; PAIGE-GREEN P (Afrique du Sud)	Aucune réponse
12	YOSHIDA T (Japon)	Aucune réponse

Commentaire : La question de la fissuration de retrait a reçu un éclairage nouveau. Ce point doit être poursuivi et approfondi.
La question du comportement à la fatigue n'a pas été traitée. Une recherche de laboratoire doit être encouragée

BILAN DE SALAMANQUES

QUESTIONS	NATURE DU PROBLEME	APPORT DU SYMPOSIUM DE SALAMANQUE
1	Sur le plan du diagnostic, quels sont les critères permettant d'envisager le recours à la technique de retraitement ?	Aucun apport. Question restant sans réponse, mérite d'être traitée lors du prochain Symposium
2	Domaines d'emploi de la technique. Restrictions et limitations ?	Pas de consensus sur cette question. Elle mérite donc de plus amples investigations
3	La faisabilité du retraitement : de quel matériau s'agit-il ?	La tendance est vers une utilisation de mélanges fraisats + Grave non traitée. Possibilité de codifier la procédure en optimisant le rapport fraisats/Grave non traitée
4	Etude de formulation - Optimisation du mélange fraisats/Grave non traitée ? - Epaisseur de retraitement ? - Résistance mécanique ? Spécification	Des études d'optimisation ont été réalisées dans certains pays (Grèce, Argentine) L'épaisseur varie de 15 à 35 cm (R_C) 7 j = 2,5 MPa Mérite de plus amples recherches
5	Contrôles : corrélation entre exécution et étude de formulation ?	Il est souhaitable de travailler sur le sujet pour confirmer l'étude américaine
6	- Susceptibilité à la fissuration de retrait ? Recommandations ? - Comportement à la fatigue ?	La question de la fissuration de retrait a reçu un éclairage nouveau. Ce point doit être poursuivi et approfondi. La question du comportement à la fatigue n'a pas été traitée. Une recherche de laboratoire doit être encouragée

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

RECICLADO IN SITU CON CEMENTO. FUTURAS PRESCRIPCIONES TÉCNICAS DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS DEL MINISTERIO DE FOMENTO DE ESPAÑA

IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT. FUTURE GUIDELINES OF GENERAL DIRECTORATE OF ROADS OF SPANISH MINISTRY OF DEVELOPMENT

C. Bartolomé Marín
Dirección General de Carreteras
Ministerio de Fomento
Paseo de la Castellana, 67 (Despacho A-888),
28071 Madrid (España)
cbartolome@mfom.es

M. Gómez Álvarez
Dirección General de Carreteras
Ministerio de Fomento
Paseo de la Castellana, 67 (Despacho A-876),
28071 Madrid (España)
mgalvarez@mfom.es

RESUMEN

La Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento está elaborando actualmente un Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Conservación de Carreteras y Puentes (PG-4), que incluye un artículo dedicado al reciclado in situ con cemento de capas de firme. En esta ponencia se recogen las prescripciones más importantes de esta normativa, así como los criterios de aplicación indicados en la futura norma 6.3-IC de Rehabilitación de Firmes.

ABSTRACT

This paper provides information about in situ pavement recycling using cement specifications, and criteria to decide where this kind of recycling is appropriate. These items will conform a chapter of the future General Technical Specifications for Maintenance Works of the General Directorate of Roads of the Spanish Ministry of Development (Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Conservación de Carreteras y Puentes (PG-4), de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento de España).

PALABRAS CLAVE

Reciclado, firme, in situ, cemento.

KEY WORDS

Recycling, pavement, in situ, cement.

RECICLADO IN SITU CON CEMENTO. FUTURAS PRESCRIPCIONES TÉCNICAS DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS DEL MINISTERIO DE FOMENTO

La Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento está elaborando actualmente un Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Conservación de Carreteras y Puentes (PG-4), que incluye un artículo dedicado al reciclado in situ con cemento de capas de firme. En esta ponencia se recogen las prescripciones más importantes de esta normativa, así como los criterios de aplicación indicados en la futura norma 6.3-IC de Rehabilitación de Firmes.

1 DEFINICIÓN

Se define como reciclado in situ con cemento de capas de firme la mezcla, convenientemente extendida y compactada, del material procedente del fresado de un firme existente (constituido por mezclas bituminosas y materiales tratados o materiales granulares del tipo zahorra) con cemento, agua y, eventualmente, aditivos y árido de aportación, cuyo fin es reutilizar una o varias capas de un firme deteriorado, con un espesor total compactado comprendido entre veinte (20) y treinta y cinco centímetros (35 cm). Todo el proceso de ejecución de esta unidad de obra se realizará a temperatura ambiente y sobre la misma superficie a tratar.

Su ejecución incluye las siguientes operaciones:

- Estudio previo de los materiales.
- Estudio de la mezcla y obtención de la fórmula de trabajo para cada tramo de distintas características.
- Fresado de la parte del firme a reciclar.
- Incorporación del cemento, agua y, eventualmente, aditivos, mezcla y extensión.
- Incorporación, en su caso, del árido de aportación.
- Realización de juntas en fresco (prefisuración).
- Compactación y terminación.
- Curado y, en su caso, ejecución de un riego de protección.

2 CAMPO DE APLICACION

Podrán usarse las técnicas de reciclado in situ con cemento para las categorías de tráfico pesado T2 a T4 (intensidad media diaria de vehículos pesados inferior a 800), incluidas las vías de servicio no agrícolas de autovías y autopistas, con la condición de disponer sobre ella, como mínimo, una capa de mezcla bituminosa convencional.

La capa de base conseguida con esta técnica podrá considerarse, a efectos de equivalencia estructural, como una capa de suelocemento.

3 MATERIALES

Como ya se ha indicado en la definición, los materiales constituyentes del reciclado in situ con cemento son: material a reciclar, cemento, agua y, eventualmente, aditivos y árido de aportación.

El material a reciclar estará constituido por partículas, recubiertas o no por ligante envejecido o cemento, resultantes de la adecuada disgregación de la parte del firme existente en la profundidad establecida.

El material a reciclar no contendrá elementos de tamaño superior a ochenta milímetros (80 mm). En caso contrario, el Director de las Obras indicará las medidas a adoptar para la eliminación de los mismos. El contenido de partículas pasando por el tamiz 4 mm de la UNE-EN 933-2 no será inferior al treinta por ciento (30%) en masa.

Estará exento de materia orgánica y de productos que puedan perjudicar el fraguado del cemento. El contenido de materia orgánica no será superior al uno por ciento (1 %) en masa. El contenido de sulfatos, expresado en SO_3, no será superior al uno por ciento (1 %) en masa. Los materiales granulares no presentarán reactividad potencial con el cemento.

El límite líquido será inferior a treinta y cinco (35) y el índice de plasticidad igual o inferior a quince (15). Si el material no cumple estas condiciones, podrá recurrirse a un tratamiento previo con cal. La dotación de la misma deberá ser determinada mediante ensayos previos en laboratorio y aprobada por el Director de las Obras.

El árido de aportación se añadirá cuando sea necesario corregir o completar la granulometría del material a reciclar disgregado, o en casos en los que sea necesario corregir peraltes, completar el espesor de capa reciclada o efectuar un ensanche.

4 CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA Y FÓRMULA DE TRABAJO

La **resistencia mínima a compresión simple** del material reciclado a los siete (7) días será de dos coma cinco megapascales (2,5 MPa). En caso de emplearse cementos con más de un treinta y cinco por ciento (35%) de adiciones, la resistencia mínima exigida a siete (7) días será de dos coma uno megapascales (2,1 MPa).

El **contenido mínimo de cemento** será del tres por ciento (3%) de la masa total del material a reciclar seco.

El material reciclado deberá tener un **plazo de trabajabilidad** tal que permita completar la compactación de una banda antes de que haya finalizado dicho plazo en la banda adyacente reciclada previamente.

Previamente a la definición de la fórmula de trabajo se hará un estudio del firme a reciclar, que se clasificará en tramos homogéneos según las características de granulometría del firme disgregado y de la densidad máxima obtenida en el ensayo proctor modificado.

Para cada tramo homogéneo o tipo de material, antes de iniciar la ejecución del reciclado deberá ser aprobada por el Director de las Obras la correspondiente **fórmula de trabajo**, previo estudio en laboratorio y comprobación en obra.

Dicha fórmula señalará:

El **espesor** del reciclado in situ con cemento, que deberá estar comprendido entre veinte y treinta y cinco centímetros (20 a 35 cm).
La **granulometría** del material disgregado y, en su caso, el porcentaje y granulometría del árido de aportación a emplear en la mezcla.
El **tipo de cemento y su porcentaje** en masa, respecto de la masa total del material a reciclar en seco y, en su caso, por metro cuadrado de superficie.
El **porcentaje** en masa, respecto de la masa total del material a reciclar en seco, de **agua** de amasado.
Los **tipos de aditivos y sus porcentajes** en masa, respecto de la masa total del material a reciclar en seco.
En su caso, la humedad del material disgregado en el momento de su mezcla con el cemento.
La humedad de compactación.
El **valor mínimo de la densidad** a obtener en el tramo de prueba.

El porcentaje necesario de cemento en la mezcla reciclada se determinará, salvo justificación en contrario, mediante el ensayo de resistencia a compresión simple a siete (7) días, de modo que se cumplan los límites que establezca el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, y respetando los mínimos indicados en este apartado.

5 EQUIPO NECESARIO Y EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Ya se ha indicado en la definición de esta unidad de obra las operaciones que incluye su ejecución. El equipo necesario para llevarlas a cabo constará, al menos, de las siguientes unidades:

- De fresado.
- De dosificación y mezcla.
- De extensión.
- Para la ejecución de juntas en fresco.
- Para la nivelación definitiva.
- De compactación.

Las unidades de fresado, dosificación, mezcla y extensión podrán estar integradas en **una sola máquina** o bien en varias máquinas que puedan actuar de forma sincronizada. Salvo justificación en contrario, para las carreteras con categoría de tráfico pesado T2 y cuando la superficie a tratar sea superior a los setenta mil metros cuadrados (70.000 m^2) será preceptivo el empleo de equipos que integren en una sola máquina el conjunto de estas operaciones.

La unidad de fresado, compuesta de una o más máquinas fresadoras, con anchura mínima de medio carril y dotadas de rotor de fresado de eje horizontal, deberá ser capaz de fresar el firme existente a la profundidad y anchura especificadas, produciendo un material homogéneo

con la granulometría requerida en una sola pasada y deberá hacerlo a la velocidad constante adecuada para cada tramo homogéneo. Las fresadoras estarán dotadas de un dispositivo de control automático que asegure el espesor especificado y prefijado. Además estarán provistas de un sistema que evite el levantamiento en bloques del material.

Se evitarán en lo posible las paradas, y cuando sean necesarias se cortarán de forma inmediata las entradas de lechada o cemento y agua para evitar sobredosificaciones y encharcamientos. Deberá comprobarse con la frecuencia que el Director de las Obras considere necesario, que la granulometría del material fresado corresponde a la obtenida en el tramo de prueba y, por tanto, a la utilizada para la elaboración de la fórmula de trabajo.

El cemento se distribuirá como **lechada**, o en polvo en obras pequeñas (menos de 70.000 m^2) con autorización expresa del Director de las Obras. En el segundo caso, y siempre que cumpla los requisitos implícitos en la legislación ambiental y de seguridad y salud, se emplearán equipos con dosificación ligada a la velocidad de avance, que podrán consistir en camiones-silo o tanques remolcados con tolvas acopladas en la parte posterior con compuerta regulable. Si la descarga del cemento sobre el firme a reciclar se realizase desde una altura superior a diez centímetros (10 cm), el dispositivo de descarga estará protegido con faldones cuya parte inferior no deberá distar más de diez centímetros (10 cm) de la superficie del firme.

Cuando el cemento se aporte en lechada, el equipo para la fabricación de la misma tendrá un mezclador con alimentación volumétrica de agua y dosificación ponderal de cemento. El equipo de reciclado deberá estar provisto de un dosificador-distribuidor volumétrico de lechada, con bomba de caudal variable y dispositivo de rociado, así como control automático programable de dosificación, que permita adecuar las dosificaciones a la fórmula de trabajo correspondiente, según la profundidad y anchura del material fresado a reciclar, y según el avance de la máquina, con las tolerancias fijadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, que no sobrepasarán el tres por ciento en más o en menos (± 3%) en volumen del componente.

El suministro del cemento y del agua de amasado a la unidad de mezcla se realizará desde cubas o depósitos móviles, de modo que no se produzcan paradas de los elementos de mezcla y extensión del material reciclado. El mezclador deberá asegurar una mezcla homogénea en toda la anchura y profundidad del reciclado.

La unidad de extensión deberá disponer de un distribuidor que evite la segregación del material mezclado y realice la extensión y precompactación homogéneas y con el perfil deseado, mediante una maestra de extensión con dispositivos de nivelación automáticos.

Cuando la anchura de la superficie a reciclar sea superior a la del equipo de trabajo, el reciclado se realizará por **bandas paralelas**, que se solaparán en un ancho comprendido entre quince y treinta centímetros (15-30 cm) para no dejar materiales sin mezclar en los bordes de las mismas. Deberán adoptarse las precauciones necesarias para evitar que se produzcan sobredosificaciones de cemento en los solapes. En el caso de utilizar para el reciclado dos equipos en paralelo se adoptará la misma precaución en lo que se refiere a los anchos de trabajo de los mismos. El desfase entre las dos máquinas será el menor posible, de modo que, compactando en toda la anchura, no se produzcan juntas longitudinales en el interior del carril.

Cuando sea necesaria la adición de un árido de aportación al material a reciclar, éste será incorporado a la mezcla bien mediante su extensión en una capa de espesor uniforme sobre la superficie existente antes del fresado, o bien mediante su incorporación al proceso de mezcla de los materiales después de fresar. Este último procedimiento requiere un equipo de recogida de material, dosificación y mezcla independiente de la máquina recicladora.

Antes de iniciar la compactación de la capa reciclada se realizarán en la misma **juntas transversales en fresco**, a distancias reducidas que serán fijadas por el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, y cuyo valor será próximo a los 3,5 m.

Para la ejecución de juntas transversales en fresco se utilizarán equipos autónomos que efectúen en cada pasada un surco recto interesando al menos dos tercios (2/3) del espesor a reciclar y que al mismo tiempo introduzcan en el mismo una emulsión bituminosa de rotura rápida u otro producto adecuado para impedir que la junta se cierre de nuevo.

El equipo para la ejecución de juntas transversales en fresco tendrá un brazo articulado con un elemento de corte, acoplado al sistema tractor de una motoniveladora o retroexcavadora, que abra el surco e inyecte la emulsión. Constará de una doble cuchilla, por cuya parte trasera se realizará la alimentación de emulsión. Esta, a su vez, se verterá en la junta por la parte delantera. Para facilitar la penetración del elemento de corte, éste llevará acoplado un vibrador. El depósito de emulsión, revestido de un aislamiento, deberá poder ser calentado y regulado para mantener la emulsión a temperatura constante. La potencia que requiera el brazo articulado se suministrará a través de un circuito hidráulico y el suministro de emulsión al elemento de corte se hará con una bomba.

La **compactación** se realizará inmediatamente después de la mezcla y la ejecución de las juntas transversales en fresco para evitar pérdidas de humedad y permitir su finalización dentro del plazo de trabajabilidad del material.

La composición del equipo de compactación se determinará en el tramo de prueba, y deberá estar compuesto como mínimo de un compactador autopropulsado vibratorio de llanta metálica, y un compactador autopropulsado de neumáticos. Este último podrá ser sustituido, con autorización expresa del Director de las Obras, por otro compactador autopropulsado vibrante.

Una vez terminada la compactación de la tongada no se permitirá su recrecimiento. Sin embargo, y siempre dentro del plazo de trabajabilidad establecido, se podrá hacer un refino con motoniveladora, procediendo a continuación a barrer la superficie y, previa una eventual humectación, a la recompactación del área corregida. Los materiales procedentes del refino deberán ser retirados a vertedero autorizado.

Si se trabajase por franjas, se dispondrá una **junta longitudinal** donde la demora entre las operaciones en dos (2) contiguas rebasase el tiempo de trabajabilidad de la mezcla.

Las juntas longitudinales entre la zona reciclada y el firme existente deberán situarse en los bordes del carril, y si fuese indispensable en el centro, pero nunca en las franjas de rodadura (rodadas).

Se dispondrán **juntas transversales** de trabajo donde el proceso constructivo se interrumpiera más del tiempo de trabajabilidad de la mezcla.

Las juntas transversales de trabajo se efectuarán fresando el material de una zona ya tratada en la longitud suficiente, en general no menos de un diámetro del rotor-fresador, bajando hasta la profundidad especificada sin avanzar, para que pueda regularse con exactitud la incorporación del aglomerante en la zona no tratada.

Una vez finalizadas las operaciones de compactación y terminación, y en cualquier caso antes de transcurridas tres horas (3 h), se procederá a la aplicación de un **riego de curado**. Inmediatamente después, y salvo que la carretera vaya a permanecer cerrada a todo tipo de tráfico hasta la extensión de la capa superior de mezcla bituminosa, se procederá a la extensión de un árido de protección.

6 TRAMO DE PRUEBA

Al inicio de la obra será preceptiva la realización de un tramo de prueba que se realizará, con el espesor y la fórmula de trabajo prescritos y empleando los mismos medios que vaya a utilizar luego el Contratista para la ejecución de las obras, para comprobar el método de puesta en obra, las características y la forma de actuación de los equipos de fresado, dosificación, mezcla, extensión y compactación, así como la regularidad superficial conseguida.

Durante la construcción del tramo de prueba se comprobarán la idoneidad de la fórmula de trabajo y de los medios mecánicos propuestos, la relación entre el número de pasadas del equipo de compactación y la densidad obtenida, y la conformidad del material reciclado con las condiciones especificadas sobre humedad, espesor de la capa, densidad, granulometría, contenido de cemento, resistencia y demás requisitos exigidos.

7 ESPECIFICACIONES DE LA UNIDAD TERMINADA.

La densidad media en el espesor de la capa reciclada obtenida en cualquier punto será superior al noventa y siete por ciento (97%) de la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor modificado, para la fórmula de trabajo aprobada, y con este valor se fabricarán las probetas para la determinación de la resistencia a compresión simple.

La resistencia a compresión simple a siete días (7 d), no deberá ser inferior al límite establecido en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

También se fijan especificaciones geométricas de la unidad terminada, sobre espesor, anchura, rasante y regularidad superficial.

8 LIMITACIONES DE LA EJECUCIÓN

Salvo autorización expresa del Director de las Obras, no se permitirá la ejecución del reciclado in situ con cemento:

- Cuando la temperatura ambiente a la sombra sea superior a los treinta y cinco grados Celsius (35ºC), o inferior a cinco grados Celsius (5 ºC).
- Cuando se produzcan precipitaciones atmosféricas.

En los casos en que el Director de las Obras autorice la extensión del cemento en seco, su distribución deberá interrumpirse cuando la fuerza del viento sea excesiva, a juicio de aquel, teniendo siempre en cuenta las medidas necesarias para el cumplimiento de la legislación que, en materia ambiental y de seguridad laboral, estuviese vigente.

9 CONTROL DE CALIDAD

9.1 Control de procedencia de los materiales

Para el control de recepción del cemento se seguirán las prescripciones del artículo 202 del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3).

Se examinará la descarga al acopio o al equipo de extensión del árido de aportación, desechando los áridos que, a simple vista, presenten restos de tierra vegetal, materia orgánica o tamaños superiores al máximo. Se tomarán muestras sobre las que se realizarán ensayos de granulometría, límite líquido, índice de plasticidad, contenido de materia orgánica y contenido de sulfatos.

9.2 Control de ejecución

Cuando el cemento se incorpore directamente a la recicladora en forma de lechada, se controlará al menos una vez por la mañana y otra por la tarde el funcionamiento de las boquillas de inyección. Asimismo se contrastará diariamente el consumo efectivo de cemento con la información proporcionada por el microprocesador para control del volumen de lechada añadido.

Cuando el Director de las Obras autorice que el cemento se extienda sobre el firme a reciclar, su dotación se controlará mediante una lona o bandeja de superficie y masa conocidos, que se colocará antes de la extensión del material y se pesará con posterioridad al mismo. Dicho control se realizará al menos una vez por la mañana y otra por la tarde, debiendo incrementarse su frecuencia en días de viento.

Al menos dos veces al día, una por la mañana y otra por la tarde, y al menos una vez por lote, se tomará una muestra del material a la salida de la recicladora para realizar dos series de tres probetas cada una de ellas, dichas probetas se conservarán en las condiciones previstas en la UNE 83302 y se ensayarán a compresión simple, a las edades especificadas, de acuerdo con la NLT-305.

Se realizarán determinaciones de humedad mediante sonda nuclear en emplazamientos aleatorios y se controlará la profundidad de fresado a la salida de la recicladora antes de iniciar la compactación.

Se comprobará la composición y forma de actuación del equipo de compactación, verificando:

- Que el número y tipo de compactadores es el aprobado.
- El funcionamiento de los dispositivos de humectación y limpieza.
- El lastre y masa total de los compactadores y, en su caso, la presión de inflado de las ruedas de los compactadores de neumáticos.
- La frecuencia y amplitud de los compactadores vibratorios.
- El número de pasadas de cada compactador.

En cada una de las bandas de reciclado se realizarán determinaciones de densidad mediante sonda nuclear en emplazamientos aleatorios.

Se controlará que la superficie del material reciclado permanezca constantemente húmeda antes de la extensión del producto de curado.

Se realizará como mínimo un control diario de la dotación de emulsión bituminosa empleada para el curado y, en su caso, del árido de protección, mediante el pesaje de bandejas metálicas u otros dispositivos similares de superficie y masa conocidos, colocados sobre la capa reciclada durante la aplicación del riego de curado.

9.3 Control de la unidad terminada

Se considerará como lote, que se aceptará o rechazará en bloque, al menor que resulte de aplicar los tres (3) criterios siguientes, dentro de cada tramo homogéneo:

- Quinientos metros (500 m) de calzada.
- Tres mil quinientos metros cuadrados (3 500 m^2).
- La fracción construida diariamente.

Se extraerán testigos cilíndricos en puntos aleatoriamente situados, en número no inferior al establecido por el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o, en su defecto, por el Director de las Obras, y sobre ellos se determinará el espesor de capa.

La regularidad superficial de la capa ejecutada se comprobará mediante el Índice de Regularidad Internacional (IRI), según indique el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

En todos los semiperfiles se comprobará la anchura de la capa.

10 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN Y RECHAZO

Se establecen criterios de aceptación y rechazo de la unidad terminada, y tolerancias admisibles respecto de las especificaciones fijadas para la misma.

Los criterios de aceptación y rechazo relativos al **espesor** obtenido, están orientados en sentido de admitir reducciones respecto del teórico siempre que no se baje de un mínimo establecido, y que se compense con el aumento de espesor de las capas superiores sin incremento de coste para la Administración.

Se podrán admitir **resistencias** inferiores a la teórica si la baja de resistencia no supera un valor límite establecido y la merma de resistencia se compensa con aumento de las capas superiores sin incremento de coste para la Administración.

En los casos en los que los valores de resistencia obtenidos para un lote determinado sean inferiores a los requeridos, se podrán hacer ensayos de información. Para ello se extraerán testigos que se ensayarán a compresión simple, y se compararán con valores de referencia obtenidos de un lote aceptado cuya situación e historial lo hagan comparable a aquel que vaya a ser sometido a ensayos de información.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

UN CRITERIO RACIONAL PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL RECICLADO EN FRÍO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS EN PROFUNDIDAD TOTAL

A COMPREHENSIVE CRITERIA TO OPTIMISE FULL-DEPTH-RECYCLING MIXTURE PROPORTIONS

C. Carbó
Docente – Asistente de Cátedra
Facultad de Ingeniería, UBA
San Martín 1137 – C1004AAW
Buenos Aires (Argentina)
carolinacarbo@yahoo.com

L. Fernández Luco
Jefe de la División de Tecnología del Hormigón
Instituto del Cemento Portland Argentino
San Martín 1137 – C1004AAW
Buenos Aires (Argentina)
lab@icpa.com.ar

RESUMEN

Para la reconstrucción de firmes asfálticos muy deteriorados existen numerosas alternativas, de las cuales el reciclado en frío a profundidad total o reciclado con cemento Portland tiene las ventajas de aprovechar el material existente y recuperar o mejorar la estructura del firme existente. En la práctica no hay criterios racionales para establecer la profundidad del tratamiento ni el contenido mínimo de cemento que satisfaga los requerimientos mecánicos.

En este trabajo se aplican conceptos de ciencia de los materiales al diseño de una mezcla de reciclado. Mediante el análisis de interferencia de partículas granulares se analizan las posibilidades de optimización del esqueleto granular del reciclado y, en base a la evaluación de las alternativas del proceso de reciclado, se diseña un procedimiento racional para predecir espesores de reciclado y contenidos de cemento útiles óptimos. Estos datos, de sencilla obtención, son útiles para la elaboración de presupuestos.

La metodología desarrollada se aplicó a muestras de materiales provenientes de un firme asfáltico a reciclar en profundidad total. Los resultados experimentales obtenidos a escala de laboratorio confirman la validez del criterio adoptado. El trabajo se completa con un análisis de optimización técnico – económico correspondiente a la etapa de reciclado.

ABSTRACT

There are different alternatives for the reconstruction of damaged flexible pavements. Among them, full-depth-recycling offers many advantages, such as employing the existing materials while improving the structural behaviour. Nevertheless, an appropriate criteria for determining the necessary depth and amount of cement is not available, and the mixture proportions are found on a trial and error basis.

This paper deals with the application of modern theories related to the analysis of particle packing to optimise mixture proportions of a full-depth-reclaiming. The study of particle interference criteria, as well as some experimental data, lead to a comprehensive methodology that could be useful to preliminary assesment of suitable mixture proportions and a quotation of this type of job.

The designed methodology was applied to actual materials from a reclaimer machine, a soil from the sub-grade and a normal portland cement. The results obtained at a laboratory stage showed that the developed methodology could be successfully used to optimise a full depth recycling mixture proportions from an technical and economic point of view.

PALABRAS CLAVE

Estabilización, reciclado, in situ, contenido de cemento, economía, diseño de mezclas.

KEY WORDS

Stabilisation, recycling, in situ, cement content, economy, mix design.

1. INTRODUCCIÓN

El arreglo espacial de un conjunto de partículas de tamaño diferente, sometido a un proceso de compactación (acomodamiento) particular es un tema complejo de abordar, porque intervienen múltiples factores. Distintos autores han contribuido con su análisis y experimentación a establecer algunos criterios particulares que, analizados en su conjunto, permitirán establecer pautas útiles para la optimización de un esqueleto granular destinado a mezclas secas.

Algunos parámetros usuales, tales como la cohesión, fluidez, o incluso la relación agua/cemento, dejan de ser útiles para definir las mezclas secas y se recurre a la experiencia acumulada en otros campos de la ingeniería, como por ejemplo la construcción de caminos (pavimentos rodillados) y los estudios de compactación de suelos.

En este trabajo se aplica una combinación de criterios para proponer un procedimiento práctico y simple, útil para optimizar mezclas secas; se describe también un ejemplo de aplicación para el reciclado de pavimentos con cemento Portland. Como es lógico siempre serán necesarios los ajustes en obra, pero la solución óptima se alcanzará más rápidamente y con menor esfuerzo.

2. ANTECEDENTES

Un criterio usual en Tecnología del Hormigón para determinar el esqueleto granular de una mezcla es el uso de bandas de aptitud (IRAM 1627 [1] o DIN 1045 [2]) o el ajuste a curvas teóricas (Curva de Fuller [3]). En general, cuando se trata de distribuciones de agregados para elaborar hormigones convencionales, se tiene cuidado especial en conservar una adecuada trabajabilidad en estado fresco, condición que impone ciertos límites a la compacidad máxima a alcanzar.

En el caso de mezclas secas para pavimentos, se emplean equipos con elevada energía para la compactación, lo que posibilita trabajar *a priori* con mezclas más densas y que, por su consistencia seca, no serían aptas para ser compactadas por medios menos enérgicos.

Tradicionalmente se asocia compacidad a mezclas continuas, bien graduadas. Sin embargo, existen distintas teorías sobre mezclas que estudian los efectos de interferencias de partículas y su influencia sobre la máxima compacidad para un conjunto de agregados. Se puede obtener una mezcla de mayor compacidad si se utiliza una granulometría discontinua, tal que las todas las partículas “encastren” entre sí con el mayor contacto posible y sin provocar la separación de otras partículas. Las condiciones generales de interferencia se conocen como “efecto de aflojamiento” y “efecto pared”.

Para comprender el “efecto de aflojamiento”, podría hacerse para un esquema bidimensional para un arreglo al “tresbolillo”, ver Figura 1. Es evidente que existe un único círculo de diámetro d_2 que puede ubicarse en el espacio entre los círculos de diámetro d_1 y hacer tangencia a los tres en forma simultánea. Un círculo mayor, impediría el contacto entre los círculos exteriores (efecto de aflojamiento de la estructura) y uno menor no haría tangencia en forma simultánea (no satisface la condición de compacidad máxima).

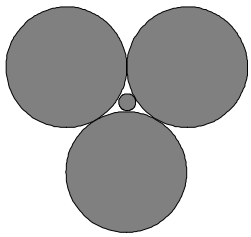


Figura 1: Arreglo al "tresbolillo" con partículas de diámetros d_1 y d_2

El "efecto pared" está representado por la limitación geométrica impuesta al arreglo espacial de los agregados de diámetro pequeño frente a los agregados de diámetros mucho mayores.

Para evaluar estas interferencias, T. C. Powers propone utilizar el índice de vacíos de una mezcla de agregados como medida de su compacidad, definido este índice como la relación entre el porcentaje de vacíos y el porcentaje de materia sólida: u = Pe / PUV - 1 tal como se ilustra en la Figura 2 [4]. A partir de estos conceptos J. D. Dewar [5] cuantificó el fenómeno de interferencia y estableció un modelo matemático con adecuada capacidad predictiva sobre el índice de vacíos.

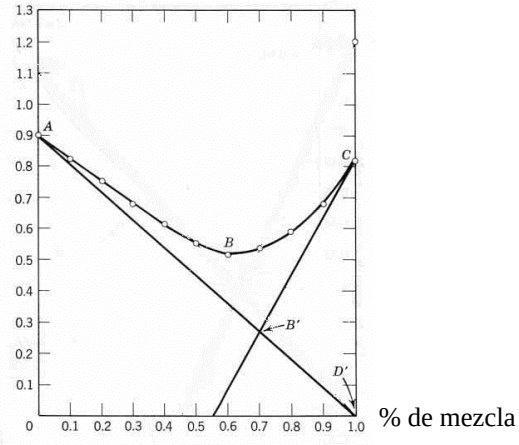


Figura 2: Diagrama del porcentaje de vacios

El "Modelo de suspensión sólida", teoría propuesta por Sedran y de Larrard [6 – 7 – 8 - 9], analiza la compacidad propia de cada componente y su contribución a la compacidad de la mezcla, aspecto no tenido en cuenta por otros métodos. Su implementación práctica supone la determinación de constantes para cada conjunto de agregados, cualquiera sea tu distribución granulométrica. Existen antecedentes del empleo del Modelo de suspensión sólida para el diseño de hormigones compactados con rodillo [10].

Las mezclas que se emplean en la fabricación de adoquines, también son mezclas secas y se trabaja con alta energía de compactación. Algunos fabricantes de equipos para su elaboración proponen una distribución granulométrica que presenta ciertos "tamices dominantes" [11]. El tamaño dominante (TD) corresponde a la abertura del tamiz correspondiente al mayor de los picos de la curva de retenidos individuales para los agregados. Se ha observado que esta forma de graficación resulta más ilustrativa que la convencional, de porcentajes acumulados pasantes, para la comparación de granulometrías que se utilizan en este trabajo.

3. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS Y PARÁMETROS DE OPTIMIZACIÓN

Efectuando un análisis detallado de los conceptos que introduce cada método y evaluando alternativas prácticas para su implementación, se detectan conceptos básicos que pueden emplearse en la optimización de la compacidad de un conjunto de agregados:

- Es posible caracterizar las fracciones por un diámetro equivalente para el tamaño medio de partícula o por tamaño dominante.
- Para evitar fenómenos de interferencia es conveniente forzar discontinuidades en la mezcla.
- La compacidad alcanzada puede evaluarse en función de la relación de vacíos o, considerando constante la densidad relativa, midiendo los pesos unitarios compactados (PUV).
- Es conveniente utilizar los gráficos correspondientes a retenidos individuales.

4. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DE LA VALIDEZ DEL CRITERIO GRANULOMÉTRICO A ADOPTAR

Se compararon tres criterios: curvas límites (IRAM 1627), parábola de Fuller y Criterio de mezclas discontinuas (Muestra Trimodal), empleando como parámetro de evaluación de la compacidad el PUV en estado suelto (mezclas secas) y PUV compactado para la energía proporcionada por el método Proctor Standard (T-99) [12].

4.1 Selección de ámbitos granulométricos de trabajo y obtención de las muestras

Para reproducir las distribuciones ideales, se trabajó con fracciones tamizadas de arenas naturales de río. Cuando fue necesario, se complementó el material pasante por el tamiz IRAM 150 μm con cuarzo molido.

La primer muestra (muestra IRAM A - B) es una arena Oriental de uso comercial (MF=3,2), cuya curva granulométrica está comprendida entre las curvas IRAM A y B. La segunda muestra (muestra Fuller) corresponde a una granulometría continua según la parábola de Fuller. La tercer muestra (muestra Trimodal) se logró forzando una discontinuidad según el TM adoptado y maximizando el PUV, según los criterios expuestos en el punto 2.

4.2 Evaluación de la compacidad en estado suelto

En primera instancia y a los efectos de contar con un método rápido de pre-evaluación, se trabajó con agregados finos, secos en estufa y sin cemento. Para verificar la influencia de la distribución granulométrica sobre la compacidad del esqueleto granular, se confrontaron los pesos unitarios de tres muestras de distinta granulometría. Cuanto más compacto fuera el esqueleto granular, mayor sería el valor obtenido. En el Cuadro 1 se indican los resultados obtenidos. Se descartó la muestra IRAM A - B, que es la que presenta el menor peso unitario.

Cuadro 1: Peso unitario suelto para las distribuciones granulométricas evaluadas

Identificación de la muestra	PUV [gr/cm^3]
Muestra IRAM A -B	1,6
Muestra Fuller	1,8
Muestra Trimodal	2,0

4.3 Evaluación de la compacidad en estado húmedo para una compactación estándar de las mezclas empleadas en 4.2.

Para evaluar la correspondencia de resultados entre las muestras secas en estado suelto y las muestras compactadas en forma estándar a humedad óptima, se moldearon probetas de Proctor, a la condición de humedad óptima y se midió la densidad aparente. La muestra Trimodal presentó un mayor peso unitario y una menor humedad óptima, confirmando los resultados obtenidos para el estado suelto.

La experiencia sobre hormigones y morteros secos, indica que el parámetro a controlar para asegurar una adecuada resistencia para un cierto contenido de cemento, es el peso unitario o densidad aparente. Esto se aplica tanto a suelo - cemento como a hormigón compactado con rodillo. Por esta razón, es razonable esperar un mejor comportamiento mecánico asociado a la mayor densidad aparente o peso unitario.

5. INFLUENCIA DE LA COMPACIDAD DEL ESQUELETO GRANULAR SOBRE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS (COMPRESIÓN) DE MORTEROS

Para evaluar la influencia de la mayor compacidad del esqueleto granular sobre las propiedades mecánicas, se moldearon probetas de mortero de cemento que, luego de un curado normalizado, fueron ensayadas a la compresión.

Los materiales empleados son los mismos que en el punto 4. El cemento agregado fue Cemento Portland Normal y el contenido unitario de cemento (C.U.C., kg/m^3) se adecuó para mantener constante un 15 % en peso de cemento respecto al peso total de la muestra.

Se consideró al cemento dentro del conjunto granular dado que, en estado fresco, puede considerarse que el cemento es un material fino (P#200), que forma parte de la fracción fina o tercera fracción para la muestra Trimodal. Ensayos complementarios, no incluidos en este informe, demuestran que éste es el criterio correcto. Este enfoque de considerar al cemento como parte de la curva granulométrica, coincide con el criterio empleado en hormigones con ultrafinos [13].

En las Figuras 3, 4 y 5 se indican los retenidos individuales por tamiz y los porcentajes pasantes acumulados.

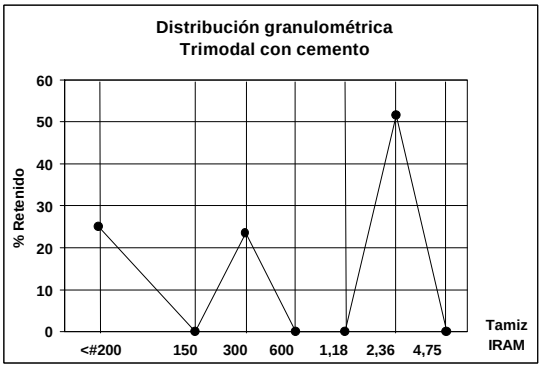


Figura 3: Muestra Trimodal con cemento

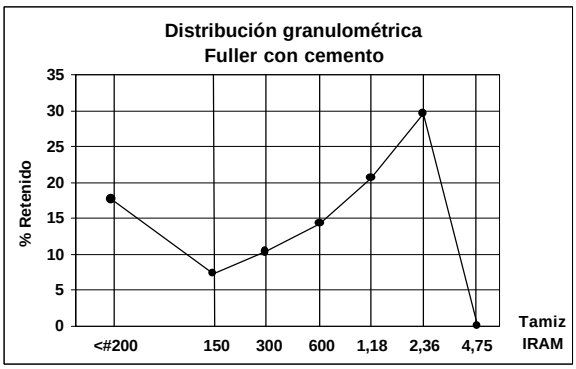


Figura 4: Muestra Fuller con cemento

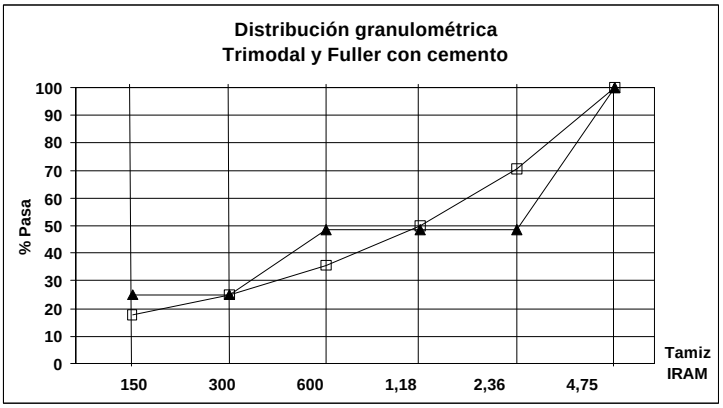


Figura 5: Curvas de porcentajes pasantes acumulados

5.1 Resistencias obtenidas

Luego de moldear las probetas según el método de Proctor Standard, se mantuvieron en ambiente húmedo (HR > 90 %) durante 24 hs y después se sumergieron en agua saturada con cal hasta la edad de ensayo. Los resultados obtenidos se indican en el Cuadro 2.

Cuadro 2: Resistencia a la compresión

Tipo de muestra	Probeta	Resistencia [MPa]	Edad de ensayo
Fuller	promedio	23,9	7 días
Trimodal	promedio	30,4	7 días

Bajo las mismas condiciones de ensayo, la muestra Trimodal presentó una resistencia superior a la muestra Fuller en un 27 %, con lo cual se reitera la validación del criterio granulométrico adoptado, ahora para muestras con cemento y compactación efectuada a la humedad óptima.

6. EJEMPLO DE APLICACIÓN: OPTIMIZACIÓN DE AGREGADOS PARA RECICLADO DE PAVIMENTOS A PROFUNDIDAD TOTAL.

Es impensable modificar sensiblemente la curva granulométrica de la mezcla hasta lograr una total coincidencia con alguna curva teórica, ya sea aportando materiales externos o “forzando” discontinuidades mediante el tamizado y rechazo del material. Las limitaciones práctico -

económicas hacen que se deba llegar a una solución de compromiso para optimizar la operación de reciclado.

El criterio estudiado puede emplearse para estimar el efecto de la “no discontinuidad”, esto es, la presencia de material retenido en los tamices entre Tamaños dominantes. Según lo expuesto en el punto 2, la presencia de estas partículas provocaría un efecto de aflojamiento; para compensar el incremento en el porcentaje de vacíos, se necesitan más partículas finas que llenen los intersticios. Al efecto de aflojamiento podría agregarse también efectos de forma, que no consideraremos en el análisis.

En secciones de un camino, los espesores del concreto asfáltico y de la base de suelo compactado son uniformes. El reciclado utiliza todo el espesor del concreto asfáltico pero el espesor de suelo a ser usado puede variar. El conjunto de suelo y cemento empleado en la estabilización constituyen la fracción fina de la mezcla. Al utilizar mayor cantidad de suelo para obtener el porcentaje óptimo de finos, no se necesita hacer aportes de otros materiales finos. Una vez que se ha encontrado la compacidad máxima del conjunto granular pavimento – suelo, bastarán algunos ensayos para determinar el contenido de cemento mínimo que satisfaga los requisitos de resistencia y/o durabilidad.

Es evidente que un incremento del espesor del suelo a reciclar traería aparejado un mayor consumo total de cemento, pero también se contará con un paquete estructural mayor, debiendo realizarse un análisis de la optimización técnico - económica en forma conjunta.

7. PROGRAMA EXPERIMENTAL CON MUESTRAS DEL MATERIAL A RECICLAR

7.a Optimización del esqueleto granular “pavimento - suelo”

Tal como se indicó en el punto anterior (6), se determinó el espesor de suelo que optimiza la compacidad del conjunto. Los espesores a analizar están acotados por la operación del equipo reciclador, ya que existe un espesor mínimo de suelo a reciclar que evita el excesivo desgaste del equipo reciclador y un espesor máximo, condicionado por la capacidad del rotor y su profundidad de trabajo, que oscila entre 15 y 35 cm.

7.b Influencia del contenido unitario de cemento

Para la proporción pavimento - suelo que optimiza la compacidad, evaluada a través de la resistencia a la compresión a 7 días para un contenido de cemento constante, se estudió la influencia del contenido unitario de cemento (peso/peso) sobre la resistencia a la compresión. Su objetivo fue evaluar los niveles de resistencia a la compresión para distintos contenidos de cemento, información útil para optimizar el consumo de ligante.

Se podría emplear tanto la resistencia como la durabilidad como parámetros de control. Optar por la resistencia resulta ventajoso por la rapidez de respuesta con que se obtiene, pero la durabilidad es un factor que se debe verificar siempre, ya que analiza el comportamiento a largo plazo.

El cemento utilizado fue cemento Portland normal (Tipo I – ASTM) y el contenido unitario de cemento se adecuó para mantener constante el porcentaje en peso de cemento respecto al peso total de la muestra. En cada ensayo se especifica el contenido usado.

7.1 Pavimento reciclado

Se trabajó con un concreto asfáltico fresado con equipos recicladores (muestra CBA). El Tamaño Máximo obtenido fue de 19.5 mm y se obtuvo su curva granulométrica de retenidos parciales hasta el retenido en el tamiz IRAM de 150 μm, dado que el porcentaje retenido en dicho tamiz ya era muy bajo (3 %). El agregado del concreto asfáltico estaba constituido por una mezcla de granito y caliza. Los retenidos individuales se indican en la Tabla 1 y se esquematizan en la Figura 6.

Tabla 1: Granulometría de la muestra CBA

Muestra CBA	
Tamiz IRAM	**% RET**
25,4	0,5
19,5	4,0
12,5	12,2
9,5	9,9
4,75	23,3
2,36	16,7
1,18	15,4
600	10,2
300	4,9
150	2,9
75	0,0
<#200	0,0

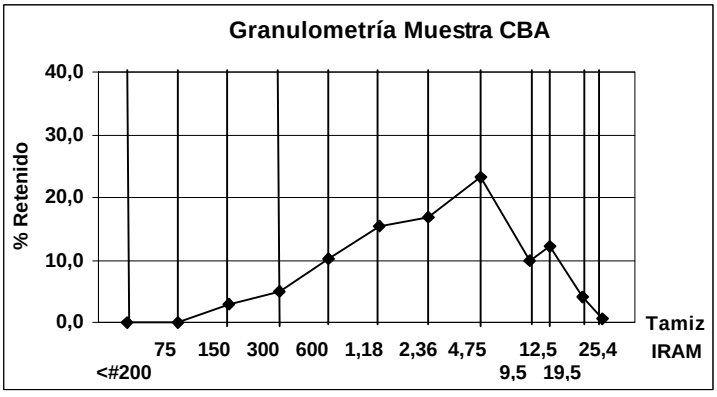


Figura 6: Granulometría de la muestra CBA

7.2 Suelo

El suelo no fue extraído del camino con un equipo reciclador, por lo tanto la disgregación fue hecha manualmente en laboratorio. Se supuso que el equipo reciclador se pasaba una sola vez y que el pavimento se encontraba muy deteriorado. Bajo estas suposiciones, no se disgregaron los terrones que presentaba el suelo. Esta condición es la más desfavorable para el reciclado, ya que los terrones de suelo constituyen núcleos débiles en un estabilizado. El suelo es un tipo A4 (IG = 1) y el 50 % pasa el tamiz IRAM de 150 μm. Los retenidos individuales por tamiz y los porcentajes pasantes acumulados se indican en la Tabla 2 y los retenidos se esquematizan en la Figura 7.

Tabla 2: Granulometría del suelo

Suelo		
Tamiz IRAM	**% PASA**	**% RET**
25,4	100	0,00
19,5	100	0,00
12,5	97	3,25
9,5	95	2,09
4,75	87	7,52
2,36	87	0,22
1,18	85	1,51
600	81	4,09
300	64	17,18
150	51	13,57
75	39	12,02
<#200	---	38,54

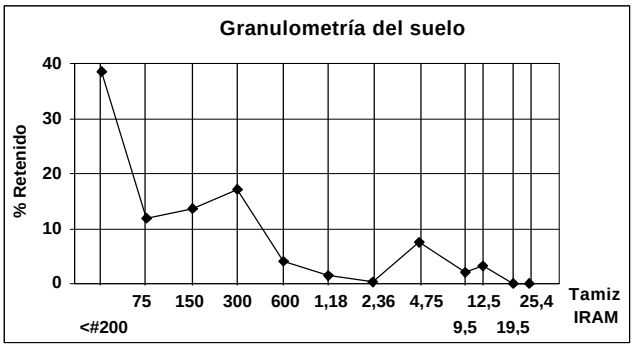


Figura 7: Granulometría del suelo

7.3 Determinación experimental del espesor de suelo que optimiza la resistencia del conjunto

Como el parámetro a analizar fue el espesor del suelo, no se consideraron las posibles variaciones de los otros parámetros. Se utilizó un 5 % de cemento (peso/peso) y se tomó 10 cm como espesor del concreto asfáltico.

Para poder hacer las mezclas es necesario conocer el equivalente en masa del espesor del concreto asfáltico. Para ello se determinó en forma experimental la densidad de un bloque de pavimento. Conociendo la densidad, para el espesor fijado, se obtuvo la masa de concreto asfáltico para realizar la mezcla.

El espesor mínimo de suelo, sugerido por los fabricantes de equipos recicladores para no dañar las máquinas durante la operación, es de 25 mm por debajo de la capa de asfalto [14] y el espesor mínimo total de reciclado es de 150 mm. Entonces, para asegurar una correcta operación del equipo reciclador y superar el espesor mínimo total, se eligió 170 mm como espesor "base" del suelo. El espesor del suelo se incrementó con intervalos de 40 mm hasta llegar a 250 mm de espesor total de reciclado.

Para determinar la densidad de un suelo tipo A4 se debe realizar el ensayo Proctor Modificado (T-180) [15]. Pero si se realiza un suelo - cemento con este tipo de suelo se debe optar por el ensayo Proctor Standard. Como no se pudo conocer la densidad real de este suelo en el camino en estudio, se consideró la condición más desfavorable que es suponer que el camino presenta la menor densidad, por lo tanto se debe optar por el ensayo Proctor Standard, el cual corresponde a una menor energía de compactación para la construcción de la capa del camino. De esta manera se pudo obtener la equivalencia en masa de los distintos espesores de suelo.

Un espesor de 150 mm de suelo representa un 25 % de finos en la mezcla (en peso), incluyendo al cemento. Para cada combinación de espesores se moldearon dos probetas con la compactación Proctor Reforzado [16]. Se eligió esta variante del ensayo Proctor por tener una

mayor energía de compactación, dada por el mayor número de golpes; logrando así una mayor aproximación a la hipótesis de alta energía de compactación. Las probetas fueron ensayadas a la compresión, luego de curado sumergido hasta la edad de 7 días.

La Tabla 3 muestra la composición de las mezclas y se esquematizan los retenidos en la Figura 8.

Tabla 3: Mezclas de reciclado

Suelo / Asfálto :	" 70 / 100 "	" 110 / 100 "	" 150 / 100 "
Tamiz IRAM	% RET	% RET	% RET
25,4	0,3	0,3	0,2
19,5	2,6	2,2	1,9
12,5	8,8	7,9	7,3
9,5	7,0	6,2	5,7
4,75	17,3	15,7	14,6
2,36	10,8	9,2	8,0
1,18	10,4	9,0	8,0
600	7,8	7,2	6,8
300	8,4	9,6	10,5
150	6,0	7,1	7,9
75	3,7	4,9	5,8
<#200+ Cemento	16,8	20,7	23,5

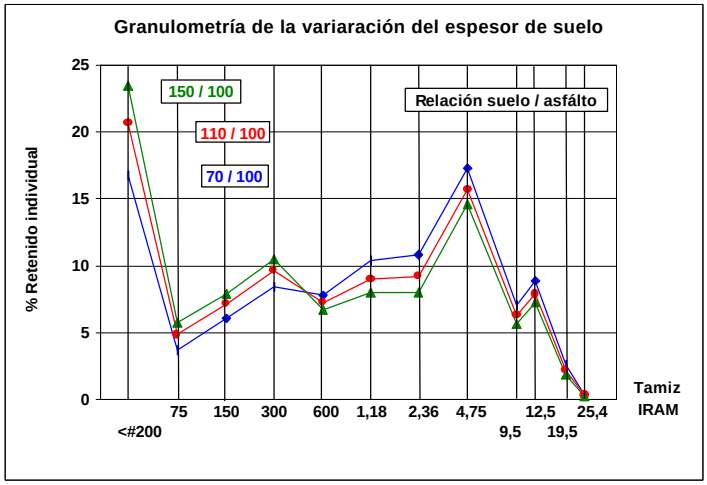


Figura 8: Mezclas de reciclado para distintos espesores de suelos.

En el siguiente cuadro se presentan los resultados de estos ensayos:

Cuadro 3: Resistencia de las mezclas de reciclado

Tipo de muestra*	Probeta	Resistencia [MPa]
70 / 100	promedio	2,8
110 / 100	promedio	3,4
150 / 100	promedio	3,7

* Espesor del suelo / Espesor del asfalto

Nota: no se pudo determinar para cada mezcla la humedad óptima por la falta de material para realizar los ensayos correspondientes. Se estimó según el tipo de suelo la humedad óptima para el conjunto suelo – cemento y se incrementó dicha cantidad según el porcentaje de pavimento reciclado de la mezcla.

Del análisis de los resultados se deduce que un incremento en el contenido de finos conduce a mayor resistencia a la compresión. Este comportamiento debería mantenerse hasta que la mezcla alcance la máxima compacidad, para luego descender debido a efectos de interferencia.

7.4 Determinación de la resistencia a la compresión para distintos contenidos de cemento

Manteniendo los demás parámetros fijos (materiales componentes, espesor nominal de suelo), se modificaron los contenidos unitarios de cemento (peso/peso). Se eligió la relación de espesores que dieron la mayor resistencia: concreto asfáltico 100 mm y suelo 150 mm. El rango del contenido de cemento utilizado actualmente en esta técnica es de 3 a 6 %, por lo tanto se empezó con el contenido mínimo y se incrementó la cantidad de cemento con intervalos del 2 %. Para cada contenido de cemento se moldearon dos probetas, con compactación Proctor Reforzado, las que se ensayaron a compresión luego de 7 días de curado por inmersión.

La Tabla 4 muestra la composición de las mezclas con distintos contenidos de cemento e iguales espesores, se esquematizan los retenidos individuales en la Figura 9. En las Fotografías 3 y 4 se muestran dos de las mezclas realizadas.

Tabla 4: Mezclas de reciclado con distintos contenidos de cemento

% de cemento	3%	5%	7%
Tamiz IRAM	% RET	% RET	% RET
25,4	0,2	0,2	0,2
19,5	1,9	1,9	1,8
12,5	7,4	7,3	7,1
9,5	5,8	5,7	5,5
4,75	14,9	14,6	14,3
2,36	8,1	8,0	7,8
1,18	8,1	8,0	7,8
600	6,9	6,8	6,6
300	10,8	10,5	10,3
150	8,0	7,9	7,7
75	5,9	5,8	5,6
<#200+ Cemento	21,9	23,5	25,1

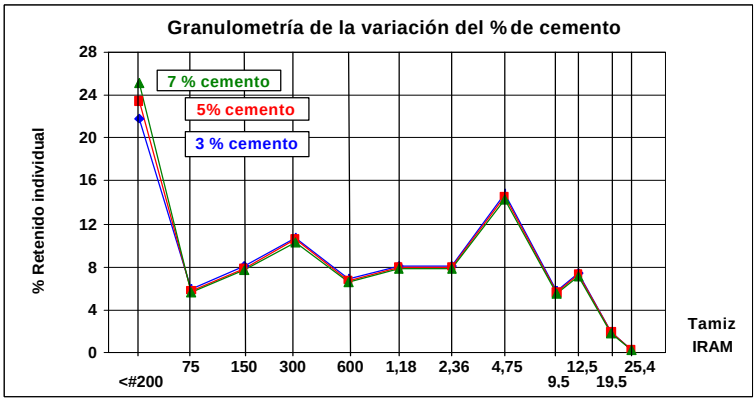


Figura 9: Mezclas de reciclado para distintos contenidos de cemento.



Fotografía 1: Mezcla de reciclado con 3 % de cemento.

En el siguiente cuadro se presentan los resultados de estos ensayos:

Cuadro 4: Resistencia de mezclas de reciclado

Tipo de muestra	Probeta	Resistencia [MPa]
3 %	promedio	3,3
5 %	promedio	3,7
7 %	promedio	4,6

Nota: no se pudo determinar para cada mezcla la humedad óptima por la falta de material para realizar los ensayos correspondientes. Se procedió de la misma forma que en el punto 10.2.

Como era de esperarse, la resistencia a compresión aumentó con el incremento del contenido de cemento. Si se considera a la resistencia obtenida para el 7 % como referencia, con el 5 % de cemento se obtuvo una resistencia del 80 % de dicha referencia y con el 3 % de cemento, un 72 %. Dicho de otra manera, con una reducción en el contenido de cemento del 57 %, sólo se observa una disminución del 28 % en la resistencia a la compresión, a la edad de 7 días. Estos valores están comprendidos en el rango proporcionado por los catálogos de los equipos recicladores (resistencias de 2.8 a 4.6 MPa) [17].

Otro aspecto a destacar es que, en ese rango de variación del contenido de cemento, las diferencias granulométricas son imperceptibles, tal como se observa en la Figura 18, lo que permite atribuir los cambios en la resistencia a la compresión únicamente a la variación en los contenidos de cemento.

8. ANÁLISIS DE COSTOS DEL RECICLADO

8.1 Estudio de pre – factibilidad económica

En el momento de elegir qué alternativa es más conveniente para mejorar un camino deteriorado, es necesario contar con estudios de pre–factibilidad y presupuestos de las distintas opciones.

En este trabajo se presenta una metodología para simular en laboratorio el material que se obtendría mediante el reciclado.

Si se tiene acceso al material extraído en forma manual, el poder reproducir en laboratorio una granulometría similar a la dada por un equipo reciclador es fundamental para hacer los estudios antes mencionados, ya que es impensable trasladar los equipos recicladores al camino que se quiera estudiar para realizar un presupuesto de la opción de reciclado.

Una vez obtenida la granulometría, similar a la dada por un equipo reciclador, los ensayos propuestos para la determinación de las características óptimas del reciclado son de simple ejecución. Luego se podrá realizar el presupuesto de esta alternativa para la posterior confrontación y selección de la técnica a utilizar.

Según las experiencias realizadas existe una gran similitud entre distintas muestras a pesar de la distinta procedencia y obtención. Por lo tanto es factible reproducir en laboratorio una

granulometría correspondiente a un equipo reciclador, con una metodología simple y equipamiento básico, para ser utilizada en la optimización de la mezcla de reciclado y realizar un estudio de pre–factibilidad y presupuesto.

8.2 Análisis de costos del reciclado

Se estudió la resistencia y el costo base de los materiales para distintos espesores de reciclado (100 cm de pavimento asfáltico y 170, 210 y 250 cm de suelo) y para distintos contenidos de cemento (3, 5 y 7 %). Se observa que a mayores contenidos de cemento, se tienen mayores costos, pero también se obtienen mayores resistencias. Por lo tanto para poder comparar todos los valores obtenidos entre sí, es necesario calcular el aporte del reciclado al Número estructural, SN, según el Método de AASHTO [18], correspondiente a cada variante de reciclado.

El Número Estructural se calcula de la siguiente manera:

$$SN = \sum a_i * D_i$$

Siendo: D_i: espesor de la capa i, expresada en pulgadas
a_i: coeficiente estructural o de capa

El aporte del reciclado al Número Estructural, k, resulta del cálculo del espesor de la capa de reciclado, e_r, por el coeficiente estructural, a_r: $k = e_r * a_r$. El espesor es variable y el coeficiente a_r varía según la resistencia, por lo tanto k es proporcional a la resistencia y a la profundidad. El coeficiente a_r se lo obtuvo del Manual AASHTO [19], se utilizó el mismo coeficiente que para un suelo - cemento de igual resistencia, porque el material "reciclado de pavimento asfáltico con cemento Portland" no está especificado en dicho manual.

La tabla que se presenta a continuación, considera el costo del reciclado por unidad de aporte al Número Estructural; de esta manera, es posible comparar las distintas profundidades y los distintos contenidos de cementos para capacidades portantes equivalentes. Se grafican las curvas de nivel para estos valores:

Tabla 5: Costos / k [$/m^2]

	% de cemento		
Espesores de suelo	**3**	**5**	**7**
170	1.01	1.50	1.84
210	0.92	1.37	1.64
250	0.88	1.27	1.47

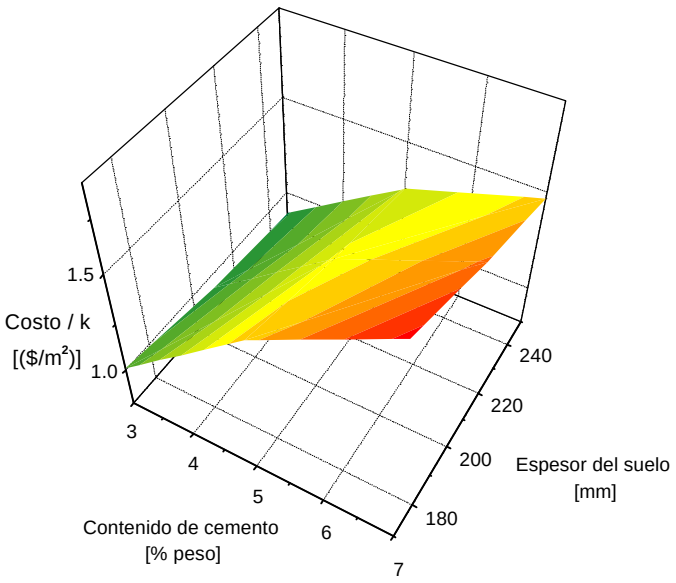


Figura 10: Gráfico de Costos por el aporte del reciclado al Número Estructural.

En este gráfico se puede observar que el menor costo por unidad de aporte, se obtiene trabajando a la mayor profundidad y con el menor contenido de cemento. Se debe recordar, como se mencionó en el punto 7.3, que existe un valor óptimo para la profundidad del reciclado correspondiente a la mayor compacidad. Para estudiar cualquier caso de reciclado es suficiente con evaluar algunas combinaciones para encontrar más fácilmente cuál es la mejor opción.

9. CONCLUSIONES

La metodología propuesta permite:

- Efectuar una optimización de la granulometría, densidad y resistencia a compresión de mezclas continuas o discontinuas, empleando un criterio racional y reproducible.
- Reproducir en laboratorio, con una metodología simple y equipamiento básico, una granulometría similar a la dada por un equipo reciclador. Esto es fundamental para realizar un estudio de pre – factibilidad de esta técnica.
- Optimizar la proporción de suelo y pavimento para cualquier mezcla de reciclado a profundidad total, debiéndose hacer los correspondientes ajustes de obra en cada caso.
- Obtener resultados en un período breve, ya que los ensayos requeridos para este estudio son de corta duración.
- Obtener datos para realizar una evaluación de costos y, de esta forma, decidir la aplicación o no de la técnica.

La reproducción en laboratorio de mezclas equivalentes a las que produce el equipo reciclador permite la realización de estudios preliminares, útiles para determinar la pre – factibilidad y/o elaborar los correspondientes presupuestos.

En este trabajo se analizó la optimización técnico – económica solamente con el criterio del comportamiento mecánico. Se debería plantear un análisis más profundo para la selección final del reciclado a realizar determinando primero el espesor del reciclado, según la metodología desarrollada en este trabajo, y luego el contenido de cemento a utilizar según los requisitos de durabilidad.

Cualquiera sea el criterio último de selección, los ajustes en escala de obra siempre se deberán efectuar, pero, como hemos mencionado anteriormente, la solución óptima se alcanzará más rápidamente y con menos esfuerzo.

REFERENCIAS

C. Carbó y L Fernández Luco, “Un criterio racional para optimizar las proporciones de la mezcla de reciclado de pavimento asfáltico a profundidad total”, Tesis de grado, Biblioteca de la Facultad de Ingeniería, Universidad de Bs. As. Argentina, Septiembre (1999)

(1) IRAM 1627, “Granulometrías de agregados para hormigones”, Instituto Argentino de Normalización

(2) DIN 1045, Normas Alemanas para la Industria

(3) S. Popovics, “Concrete – Making Materials”, McGraw-Hill Book Company, pp 288 (1979)
(4) T. C. Powers, “The properties of fresh concrete”, John Wiley & Sons, Inc., pp 37 (1968)
(5) J. D. Dewar, “The particle structure of fresh concrete: a new solution to an old question”, Institute of Concrete Technology, Sir Frederick Lea Memorial Lecture (1986)
(6) T. Sedran, F. De Larrard y D. Angot, “Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide I- Fondements théoriques et étalonnage du modèle”, Bulletin liaison Laboratorie Ponts et Chaussées, 194, Noviembre – Diciembre, Réf. 3862 (1994)
(7) T. Sedran, F. De Larrard y D. Angot, “Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide II- Validation cas des mélanges confinés”, Bulletin liaison Laboratoire des Ponts et Chaussées, 194, Noviembre – Diciembre, Réf. 3863 (1994)
(8) F. De Larrard y T. Sedran, “Optimization of ultra – high – performance concrete by the use of a packing model”, Cement and Concrete Research, Volumen 24, Nº 6, pp 997-1009 (1994)
(9) F. De Larrard y P. Tondat, “Sur la contribution de la topologie du squelette granulaire à la résistance en compression du béton”, Materials and Structures, 26, pp 505-516 (1993)
(10) E. Ouellet, J. Marchand, L. Boisvert y M. Pigeon, “Mechanical properties of high – performance roller – compacted concrete for pavement construction”, International Symposium on High – Performance and Reactive Powder Concretes, Sherbrooke, Canadá, Volumen 4, Agosto 16-20, pp 105-125 (1998)
(11) Publicación de fabricantes de equipos para bloques y adoquines Besser.
(12) Norma de Ensayo VN-E5-93, Ensayo tipo I (1993)
(13) J. Baron y J. P. Ollivier, “Mélanges granulaires de porosite minimale et approche experimentale des formulations complexes”, Les Betons, Bases et données pour leur formulation, Troisieme partie, Association Technique de L´Industrie des Liants hydrauliques, Marzo (1996)
(14) Catálogo CATERPILLAR, Manual de recuperación de caminos a profundidad total, p 21 (1996)
(15) Norma de Ensayo VN-E5-93, Ensayo tipo II(1993)
(16) Norma de Ensayo VN-E5-93, Ensayo tipo III(1993)
(17) Catálogo CATERPILLAR, “Recuperación a profundidad total, la alternativa más práctica”, p 22
(18) Método AASHTO 1993, Curso de actualización de diseño estructural de caminos, Escuela de Ingenieros de caminos de montaña, San Juan, Abril, p 160 (1995)
(19) Método AASHTO 1993, Curso de actualización de diseño estructural de caminos, Escuela de Ingenieros de caminos de montaña, San Juan, Abril, p 163 (1995)

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACION DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

MODELIZACIÓN NUMÉRICA DEL DESARROLLO DE TENSIONES DE RETRACCIÓN EN MATERIALES ESTABILIZADOS PARA FIRMES

NUMERICAL MODELLING OF THE DEVELOPMENT OF SHRINKAGE STRESSES IN CHEMICALLY STABILISED PAVEMENT MATERIALS

Srijib Chakrabarti
Doctoral Research Student
Department of Civil Engineering
Monash University, Clayton
Victoria 3800
(Formerly Victoria University of Technology)
Phone: +61 3 9905 4971(B/H); Fax: +61 3 9905 4944
Email: srijib_c@hotmail.com

Dr. Jayantha Kodikara
Senior Lecturer in Geomechanics and Pavement Engineering
Department of Civil Engineering
Monash University, Clayton
Victoria 3800
(Formerly Victoria University of Technology)
Phone: +61 3 9905 4971(B/H); Fax: +61 3 9905 4944
Email: jkodi@optusnet.com.au

RESUMEN

La predicción del desarrollo de las tensiones de retracción en los materiales estabilizados tiene una gran importancia debido a la fisuración asociada con las mismas que puede llevar al deterioro del firme. Las tensiones de retracción son debidas principalmente a los cambios de temperatura y humedad. En el reciclado de firmes in situ, el proceso de difusión de la humedad y del calor es complicado, dado que el material resultante puede ser una mezcla de áridos, agentes estabilizadores y puzolanas. En esta comunicación se sugiere que es razonable enfocar este tema utilizando el estado del arte tanto del hormigón como de la geotecnia. De acuerdo con ello, se presenta una síntesis de los conocimientos sobre materiales similares obtenidos en otros campos incluyendo la ingeniería de suelos y la de hormigón. Se exponen brevemente los conceptos de curva característica de humedad de un suelo y de isotermas de desabsorción del hormigón. Basándose en esta síntesis se ha concluido que la modelización de la difusión de humedad y calor, es decir, la transferencia del vapor de agua a través de un material estabilizado es esencialmente un problema no lineal. Se presentan algunos resultados obtenidos utilizando un procedimiento no lineal de diferencias finitas. Sobre estas bases, se discute brevemente un enfoque de la modelización del movimiento del calor y la humedad y de la fisuración por retracción resultante aplicable a materiales estabilizados para carreteras.

ABSTRACT

Prediction of shrinkage stress development within chemically stabilised pavement (CSP) materials is of paramount importance as associated cracking may result in deterioration of the pavement. Shrinkage stress mainly develops due to moisture and heat loss from CSP. In stabilisation of road pavement in-situ, process of moisture and heat diffusion is complicated because the stabilised material can be a mixture of several materials comprising aggregates, stabilisers and pozzolans. The current paper suggests that it is prudent to approach this issue by making use of state-of-the-knowledge developed in both concrete and geotechnology. Accordingly, the paper presents a synthesis of the state-of use of the knowledge gathered on similar materials from other fields including soil and concrete engineering. Concepts of soil water characteristic curve for soil and desorption isotherms for cement concrete are briefly presented. Based on this synthesis, it was established that the modelling of moisture and heat diffusion, the mass transfer of water vapour through chemically stabilised material is essentially a non-linear problem. Some preliminary results using a non-linear numerical finite difference solution procedure are presented. . On this basis, a research approach for modelling of the moisture and heat movement and resulting shrinkage cracking as applicable to stabilised road pavements is briefly discussed.

PALABRAS CLAVE

Retracción, estabilizadores, puzolanas, firmes de carreteras, fisuración, evaporación

KEY WORDS

Shrinkage, stabilisers, pozzolans, road pavements, cracking, evaporation

1. INTRODUCTION

In-situ stabilisation of aged road pavements is commonly achieved by chemical stabilisation of existing pavements using stabilising (*e.g.*, cement, lime) and/or pozzolanic additives (*e.g.*, clay, flyash, blast furnace slag). A chemically stabilised pavement (CSP) is expected to perform as a cemented (bound or semibound) base. The possibility of shrinkage cracking is an important factor that needs to be considered in the design of CSPs. Shrinkage cracks are often single isolated cracks, but can branch out to form multiple cracks, particularly under traffic loading (11). These cracks can deteriorate the pavement performance by reducing the overall stiffness of the pavement system, allowing water infiltration into pavement base and subgrade, and by providing pathways for erosion of cemented materials. The regular sealing of cracks tends to reduce their adverse effects, but sealing increases road maintenance costs, looks unsightly and affects the riding qualities of the surface (23). It follows that the possibility of shrinkage cracking should be considered from the early stage of mix design undertaken in the laboratory.

Shrinkage phenomenon of geomaterials is relatively complex because it involves several inter-related processes such as moisture and vapour migration under thermal, hydraulic and chemical potentials and the resulting deformation (shrinkage) of solid matrix. In the past, this topic has received considerable research effort in geo and concrete technology. Numerical modelling concepts for heat and water transfer in soil and concrete are well developed. This effort has lead to incorporation of shrinkage effects into Standards of Practice (5, 6). Nevertheless, theoretical models for prediction of moisture and heat transfer resulting shrinkage in cemented materials, as applicable to in situ stabilisation, has not been studied with similar rigour. Consequently, techniques that incorporate shrinkage phenomenon in the design of CSPs are not well developed. In addition to being a relatively new technology, the increased complexity of this phenomenon due to the presence of mixtures of several materials in CSP (such as aggregates, cement, clay and water) appears to have contributed to this situation.

In the current paper, a synthesis of the state-of-the-knowledge of numerical modelling of heat and water transfer resulting shrinkage phenomena of cemented materials is presented. The knowledge relevant to individual constituents and their mixtures are systematically reviewed. On the basis of this review, the shrinkage behaviour of cemented materials as applicable to in situ stabilisation is synthesised. Unified theoretical approaches that can be used to predict the shrinkage of cemented materials are briefly presented. The paper gives special consideration to cement as a binder, but it is considered generally relevant to other cementitious binders. It deals with the drying shrinkage of cemented materials, occurring from moisture loss. Furthermore, the paper does not discuss possible effects due to time dependent creep that can occur in cemented materials.

2. SHRINKAGE IN SOIL

2.1 Pore size distribution

Pore size distribution determines the development of matric suction in soils. For a perfectly spherical meniscus in equilibrium condition, the matric suction (y) is defined as:

$$\psi = \frac{2\tau}{r} \qquad (1)$$

where t is surface tension of water and r is radius of the meniscus. It follows then that the smaller the pore sizes are, the higher the matrix suction material can sustain, and the higher the amount of shrinkage possible. For non-reactive soils such as sands, the particle size distribution can be used to estimate the pore size distribution reasonably accurately (13). For reactive soil, however, the pore structure and hence the pore size distribution depends heavily on the mechanical and the chemical stress path followed and the stress state achieved. Hence, the methods used for non-reactive soils are not normally suitable for prediction of pore size distribution from the particle size distribution.

According to Kodikara *et al*. (1998), the pore structure of *clay* soils can broadly be classified as intraparticle (<0.003 μm), interparticle (0.003 μm to 1 μm), interaggregation (1 μm to 30 μm) and intercluster pores (10 μm to 1 mm). In addition, macropores such as cracks or voids can also exist. During drying, the pore structure of clay soil can change. Figure 1 shows experimental results (based on mercury porosimetry data of Kutelik, (1996)) depicting changes in pore size distribution during drying of a clay soil from saturation (ψ=0) to a suction level of 1.5 MPa. It is clear from this result that the amount of interparticle and interaggregation pores decreased substantially while the amount of intercluster and macro pores showed some increase. The intraparticle pore sizes are controlled by the size of diffuse double layers and intraparticle bonding. Hence, these pores are considered to have relatively little role to play until large matrix suctions develop in the soil.

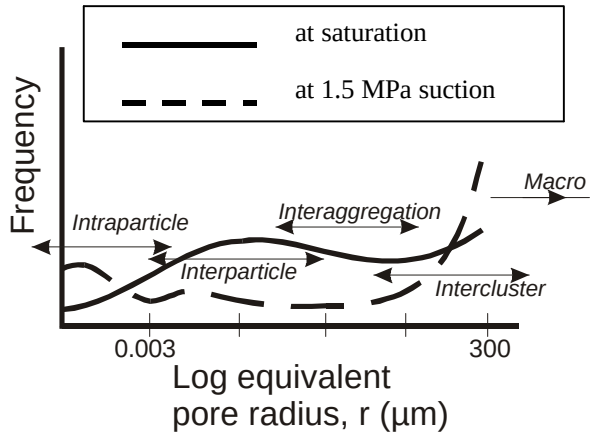


Figure 1: Pore size distribution of a clay after wetting and drying

2.2 Processes and mechanisms

During drying, soil looses water by evaporating from the soil surface to the surrounding environment. The evaporation from a soil surface (E_s) can be characterised by (36):

$$E_s = f(u)\, p_{vs}(RH_s - RH_a) \qquad (2)$$

where RH_s and RH_a are respectively the relative humidity in the pores at the soil surface and the relative humidity of the air locally above the soil surface. The function *f(u)* takes into

account the effects of the air movement (*i.e.*, wind) near the soil surface. The saturation vapour pressure of water p_{vs} is a function of the temperature.

The relationship between the relative humidity of the pores can be related to the (total) suction of the water ($\Psi > 0$) by the Kelvin-Laplace equation:

$$y = -\frac{RT}{W_v} \ln RH_s \qquad (3)$$

where T is the temperature, R is the universal gas constant and W_v is the molecular weight of the water. As the soil dries, the suction at the soil surface increases because water will be more and more restricted to smaller capillaries (see Equation 1). This, in turn, decreases the relative humidity of soil pores at the surface, leading to a reduction in evaporation or moisture loss. As the suction develops at the soil surface, the resulting suction gradient will draw the internal soil moisture to the surface to be available for evaporation. This process will, in turn, generate a suction (or relative humidity) profile within the soil medium. Eventually, the moisture loss (or the evaporation) will cease as the internal relative humidities equilibrate with that of the surrounding environment. It follows then that the soil can be dried only to a certain moisture level under a given environment.

The migration of moisture in response to the developed suction gradients can take place in liquid form and/or in vapour form. Wilson *et al*. (1995) have derived the governing differential equations for these processes, which are characterised by *Darcy's law* and the hydraulic conductivity (or permeability) for bulk moisture migration, and *Fick's law* and the coefficient of vapour diffusion for vapour migration. It should be noted that the hydraulic conductivity in unsaturated states depends heavily on the moisture content of the soil and, consequently, is a highly non-linear function of moisture content. These equations can further be coupled by *Fourier's law* to incorporate temperature distribution within the soil medium, and heat loss or gained to or from the local environment.

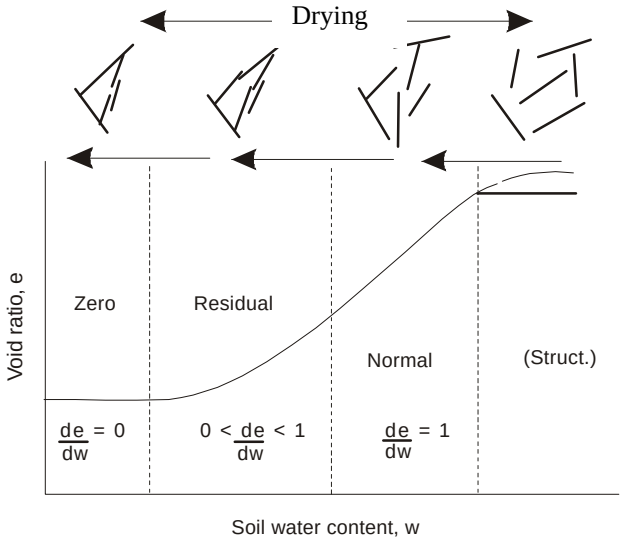


Figure 2: The four shrinkage phases of clay aggregates upon drying

2.3 Concept of soil water characteristics curve

However, in order to relate the suction or relative humidity to the moisture content, another

soil characteristic is needed. The relationship between the moisture content and the suction is known as Soil-Water Characteristic Curve (SWCC) in Unsaturated Soil Mechanics (13). In soil science or soil physics, this characteristic is commonly referred to as the Water Retention Characteristic (WRC). The latter term appears to be more general to be used in all geomaterials and is adopted for further use in this paper. This characteristic is, in fact, a reflection of pore size distribution of the soil, indicating which pore sizes are emptied at various suction levels, according to a relationship similar to Equation 1.

2.4 Characterisation of shrinkage

The shrinkage of soil can be identified in four phases: structural shrinkage, normal shrinkage, residual shrinkage and zero shrinkage. These phases can be shown on a shrinkage characteristic plot of void ratio (or porosity) against water content as shown in Figure 2. Structural shrinkage can occur when bulk water is lost from inter-clusterpores and macropores including cracks. This water loss usually does not induce notable shrinkage. Under normal shrinkage, the water loss is directly proportional to the amount of shrinkage, similar to the consolidation process of saturated soils. During residual shrinkage, the amount of shrinkage may become lower than the amount of water loss, and the soil may become highly unsaturated. The zero shrinkage is the last phase, where the water loss will not cause appreciable shrinkage. The associated likely particle rearrangement during these phases is also shown in Figure 2.

The linear shrinkage strain (Δe_x) of a soil layer due to drying (ignoring the vertical stress) can be expressed as (17):

$$\Delta e_x = \frac{\Delta y}{H} + \Delta s_x \frac{(1-n)}{E} \qquad (4)$$

where, Δs_x is the normal net stress (tension negative), E is the modulus of the soil, n is the Poisson's ratio of the soil, Δy is the matrix suction (positive), and H is soil modulus associated with suction.

At this point, it is important to define two mechanisms of shrinkage, namely, unrestrained (or free) shrinkage and restrained shrinkage. The unrestrained or free shrinkage is the full potential shrinkage that soil can develop under a given environment when no external or internal restraints are provided to the soil. Under this condition, zero net stress or tension ($s_x = 0$) would develop in the soil. If external restraints are exerted to the soil by means of boundary friction (or adhesion) or owing to non-uniform drying in the soil, tension will develop in the soil, and this would reduce the actual shrinkage. Cracks can develop when the tension exceeds the tensile strength of the soil. Hence, it is extremely important that all the restraints are eliminated in the measurement of *free* shrinkage of materials.

As a rough guide, the linear shrinkage of soils is about half the plasticity index (PI), and can be as high as 25% or more for highly reactive clay soils. It should be also be noted that the free shrinkage of soils is mainly isotropic, and, hence, the volumetric shrinkage is 3 times the linear shrinkage ($e_v = 3e_x$).

3. SHRINKAGE IN CEMENT CONCRETE

The drying shrinkage, which is the observed strain associated with the loss of moisture from the concrete under drying conditions, depends mostly on the shrinkage of the cement paste matrix (7). The aggregates, depending on their size and compressibility, provide restraint to the shrinkage of the cement paste. Hence, the resulting shrinkage of the mixture will be less than that can actually be mobilised in cement paste matrix (24). Han and Lytton (1995) and Neville (1995) have reported the following mathematical relation developed by Picket (1956):

$$e_c = e_p(1-g)^g \qquad (5)$$

where g is the aggregate percentage; and g is a constant depending on the elastic modulus and Poisson's ratio of aggregate, which varies between 1.2 to 1.7; e_c and e_p are shrinkage of cement concrete and cement paste respectively.

3.1 Pore structure

Similar to soils, a number of classifications of pore structure of *hardened* cement-paste can be found in the literature. Nevertheless, the classification suggested by International Union of Pure and Applied Chemistry, which is considered to be based on established physical phenomena (7), is adopted here. The pore structure can be classified into capillary pores (macropore, 0.05 μm to 10 μm), mesopore (0.0025 μm to 0.05 μm) and micropore (< 0.0025 μm). Shrinkage of cement paste depends on loss of water predominantly from the mesopores, but the size of the macropores will determine how easily water may be lost from the mesopores, and thus affects the rate of shrinkage (7). The mesopores and macropores are considered as capillary pores.

It is interesting to compare the pore structure of cement-paste with that of clay soil. It is clear that micropores in cement-paste are similar to intraparticle pores in clays. Both types of pores do not have much influence on shrinkage unless suctions are very large. The mesorpores appear to be similar to interparticle pores, whereas the macropores seem to correspond to interaggregate pores.

3.2 Mechanisms of shrinkage

It is established that moisture suction is the driving force for drying shrinkage, which is considered to be the major cause for shrinkage cracking (14). The drying shrinkage can occur due to three mechanisms: capillary tension or hydrostatic tension disjoining pressure and loss of interlayer water (7,14). This mechanism is similar to soils, and can theoretically be presented by Equations 1 and 3. Such mechanism has been described in more detail by Kodikara and Chakrabarti (2001).

3.3 Characteristics of shrinkage

The shrinkage characteristics of cement concrete are somewhat similar to that of soil shown in Figure 2. For hardened cement paste, however, the relationship between the volumetric shrinkage strain and the water loss is considered to be approximately linear, similar to normal

and part of residual shrinkage of soil (7). Han and Lytton (1995) considered that both capillary and disjoining pressures may be active concurrently, and expressed their effects on *volumetric shrinkage* (Δe_v) as:

$$\Delta e_v = l_1 \Delta y \qquad (6)$$

where, l_1 is a volume compressibility, which is dependant on the moisture content. This parameter is similar to (*1/H*) in Equation 4. For suction change from y_1 to y_2 (with corresponding humidity change from RH_1 to RH_2) the resulting volumetric shrinkage strain can be expressed as:

$$e_v = \int_{y_1}^{y_2} l_1 dy \qquad (7)$$

3.4 Concept of humidity isotherm

A porous material will eventually reach a state of equilibrium with the environment when exposed to air having a certain relative humidity and temperature (15). In order to analyse the moisture transfer within concrete using diffusion equations, relationship between the water content and relative humidity must be known. Because the water contained at any position in concrete is usually in equilibrium with the vapour pressure at that position, the water content is determined by the relative humidity. The isotherms are curves expressing the relationship between moisture content and relative humidity at equilibrium at a constant temperature.

Relative humidities can be related with (total) suction by Equation 3. Hence Equation 6 can be used to link volumetric shrinkage strain to the water content change. Changes in water content are related to the moisture migration and moisture evaporation at different temperatures and relative humidities. The theoretical basis and governing equations for these processes are similar to those established for soil. For neat cement paste, drying shrinkage is largely proportional to weight of water lost and may be as high as over 6000 microstrain (0.6 percent). Hence, the drying shrinkage for cement paste may be compared to normal shrinkage of soils.

4. MODELLING CONCEPT

4.1 Soil

A variety of soil–atmosphere based models for the soil evaporative fluxes have been proposed by various authors (*e.g.*, 36). Most of the methods proposed calculate actual evaporative fluxes from bare soil surfaces using a system of coupled/uncoupled heat and water transport equation. Philip and de Vries (1957) proposed formulation for moisture and heat movement in porous materials based on flow in response to a volumetric water content gradient. Sophocleous (1979) and Milly (1982,1984a, 1984b) used a matric head based formulation and conducted model simulations to study the effects of coupled and uncoupled heat and moisture flow on evaporative fluxes under environmental forcing. However Sophocleous (1979) and Milly (1984a, 1984b) did not compare field or laboratory

observations with the theory (36). Wilson *et al.* (1995) have proposed a soil-atmospheric model in one dimension based on the following differential equations for flow of water (both liquid and vapour phase) and heat under gradient of hydraulic head, vapour pressure and temperature taking into account evaporation, conductive and latent heat transfer only.

$$\frac{\partial h_w}{\partial t} = C_w^1 \frac{\partial}{\partial y}\left[k_w \frac{\partial h_w}{\partial y}\right] + C_w^2 \frac{\partial}{\partial y}\left[D_v \frac{\partial P_v}{\partial y}\right] \qquad (8)$$

where h_w=total head, t = time, y =position, k_w= hydraulic conductivity, C_w^1 *and* C_w^2 = modulus of volume change with respect to the liquid water phase and water vapour phase, D_v =diffusion coefficient of water vapour through soil., P_v= actual vapour pressure within the unsaturated soil voids.

$$C_h \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial y}\left(l \frac{\partial T}{\partial y}\right) - L_v \frac{(P + P_v)}{P} \frac{\partial}{\partial y}\left(D_v \frac{\partial P_v}{\partial y}\right) \qquad (9)$$

Where C_h= volumetric specific heat of the soil as a function of water content. L_v = latent heat of vaporisation, P= total gas pressure in the air phase of the soil.

Wilson *et al*. (1995) have also developed a numerical solution and compared experimental results with the model prediction. Similar coupled approach has been adopted for numerical investigation of soil moisture conditions in the laboratory and the field (31). Development and simulation of similar model considering water loss due to evaporation/migration, and heat transfer due to conduction, convection and radiation have been reported by several authors recently (3,32).

4.2 Concrete

Modelling of moisture diffusion under ambient conditions have been proposed by various authors (30,4,2,26,8,29,35). The effect of evaporative heat loss during the drying process has been found negligible (2). Moisture losses predicted with the non-linear diffusion theory are found to be in better agreement with the test data, than those with the linear theory. The following one-dimensional non-linear diffusion equation has been used for this purpose:

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(K(C)\left(\frac{\partial C(x,t)}{\partial x}\right)\right) \qquad (10)$$

Where t = time, x = position from surface, K = water diffusion coefficient

The following definitions for C have been used:
C = moisture content (m.c) (29,35,30,4).

C = relative water content (w.c)=w.c / w.c at saturated state (2).
C = (apparent m.c – equilibrium m.c)/(initial m.c – equilibrium m.c). (26).
C = pore humidity/relative vapour pressure (8).
Numerical solution of the above differential equation can be obtained for certain initial and boundary conditions to predict moisture content/pore relative humidity at any time subject to ambient conditions. . Dependence of diffusion coefficient on moisture content/pore relative humidity has been determined experimentally. Relationship between water loss from sample and shrinkage is determined. Relationship between ambient relative humidity and equilibrium water content is determined as well. Based on the above concept, various simplified mathematical expressions have been recommended for practical usage taking all the factors that influences concrete shrinkage (*e.g*., time, size, humidity, temperature, mix proportion *etc*.,) into consideration (9,6,10).

4.3 Concrete pavements

Principles of transport phenomena as described previously have been applied to predict the temperature and the water fraction in concrete pavement over time (12,34,1,28). Most of these works deal with fully cured concrete systems. Kapila *et al*. (1997) suggested a model to predict the state of concrete during curing incorporating the solidification process and the demonstration that this model can indeed replicate temperature profiles observed in the field. However, the above models do not consider coupled heat and water movement approach and do not handle resulting shrinkage strain and tensile stress in the pavement.

5. NUMERICAL SOLUTION

It is evident that moisture and heat movement in chemically stabilised pavement materials may be well predicted by non-linear theory (26). Equation 10 in one dimension may be used for prediction of moisture movement in CSP. The following equation as used by Akita *et al*. (1995) in the case of concrete may be used for CSP for prediction of heat movement.

$$rC_C \frac{\partial T}{\partial t} = l \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + Q \frac{\partial C}{\partial t} \qquad (11)$$

Where C_C =specific heat of concrete ($J.kg^{-1}.K^{-1}$); T= temperature (*K*); t = time (s); l = thermal conductivity of concrete of concrete ($W.m^{-1}.K^{-1}$); x = position from surface (m); Q = evaporation heat of water (J/kg); C = water content/relative humidity (*RH*); t = time.

In the case of drying from initial condition, the basic equations (Equations 10 and 11) may be solved under the initial conditions:

$C(x, 0) = C_0$ = initial distribution of moisture content/ RH in the moisture flow region.
$T(x, 0) = T_0$= initial temperature in the mix.

And the boundary conditions:

$$D \frac{\partial C}{\partial t} + a_m (H_s - H_0) = 0 \qquad (12)$$

$$l \frac{\partial T}{\partial n} = a_c (T - T_0) + q \qquad (13)$$

Where T_0= ambient temperature (K); n = normal vector to the drying surface; a_m = surface factor (m/s); a_c= heat transfer coefficient (W.m^{-2}.K^{-1}); H_s and H_0= relative humidity of drying surface and atmosphere (%); q =latent heat of evaporation (W/m^{-2}); t = time.

5.1 Some preliminary numerical results

Preliminary numerical simulations have been conducted based on the equations stated earlier ignoring the effect of heat transfer in the pavement materials. Non-linear relationship between moisture diffusion coefficient and relative humidity for isothermal conditions has been considered as per CEB-FIP ('90) model code. One-dimensional non-linear numerical solutions have been carried out by finite difference method using equations stated earlier on the basis of relative humidity (equation 10 and 12). Pavement thickness is divided into finite number of nodes, and elements and a time step of 0.05 days has been considered. The pavement was assumed as a single homogenous layer open to the atmosphere. Typical results are given in Figure 3 to Figure 6.

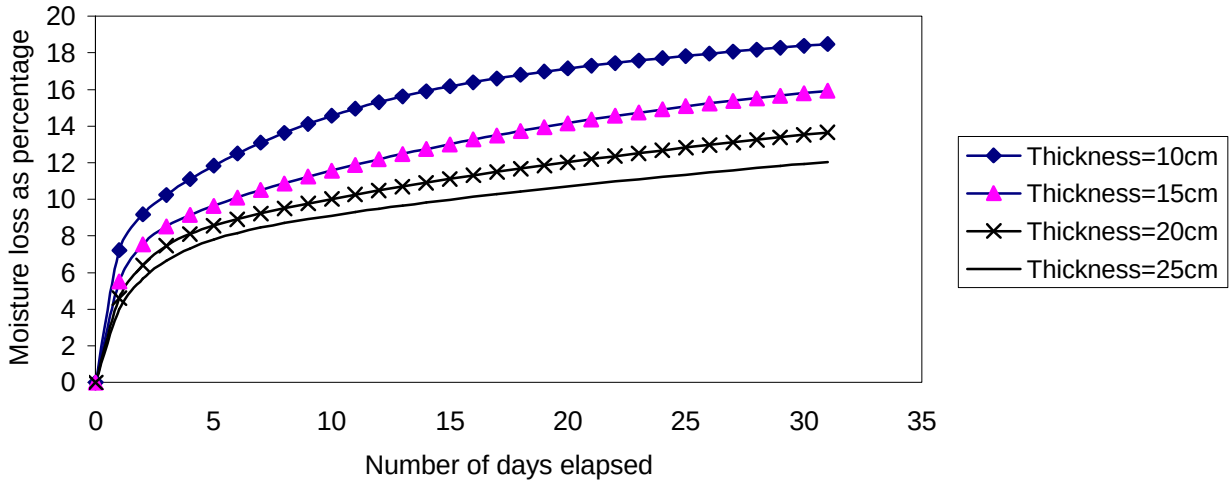


Figure 3 : Relationship between moisture loss and number of days elapsed (Initial relative moisture content=88%; environmental RH=50%; UCS=4 MPA)

Figure 3 illustrates influence of pavement thickness on drying with elapsed time. Rate of moisture loss is higher in pavement with lower thickness. Figure 4 shows the influence of unconfined compressive strength (UCS) of the material on the drying time. The results show that the rate of moisture loss is higher in materials with lower strength. Moisture content profiles at different drying time are illustrated in Figure 5. The results show that the moisture loss is significant near surface, which is in agreement with trend reported by Parrott (1988). Much of the moisture loss takes place at the beginning, for example, about 50% of moisture loss taking place within 7 days.

The influence of environmental relative humidity (RH) on drying is illustrated in Figure 6. Numerical results show that the moisture loss at 40% RH may be as high as three times of that occurring at 80% RH. Hence, it may be argued that external RH has significant

influence on drying resulting shrinkage of pavement materials, and is an important factor to be considered in design.

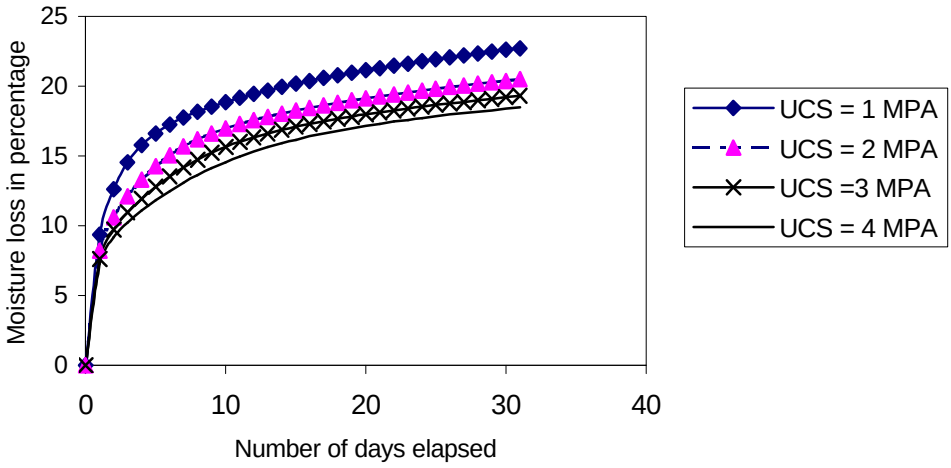


Figure 4 : Relationship between moisture loss and days elapsed (Initial relative moisture content=88%; environmental RH=50%; pavement thickness=10 cm)

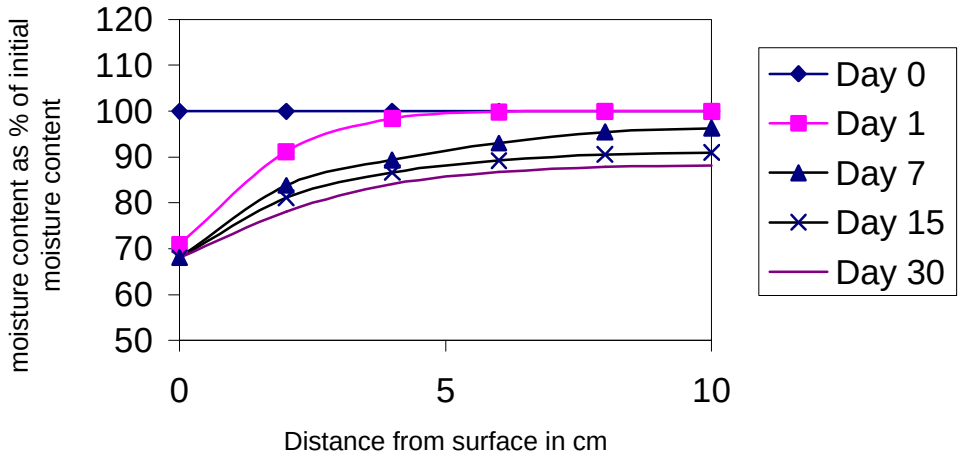


Figure 5 : Moisture content profile from surface with drying time (Initial moisture content=88%; environmental RH = 50%; pavement thickness = 10 cm; UCS = 4 MPA)

5.2 Relationship between moisture loss and shrinkage & concept of cracking potential

Shrinkage strain of a volume component is considered to be proportional to the loss of weight by various authors (35,30,8). Notable advantages for this consideration are that firstly, moisture content and weight are physical parameters that can be easily measured. Secondly, relationship between actual RH and moisture content, *i.e.*, desorption isotherm may be considered. Torrenti *et al.* (1999) reported why shrinkage may be considered to be

proportional to the variation of the moisture content and experimental confirmation of this consideration.

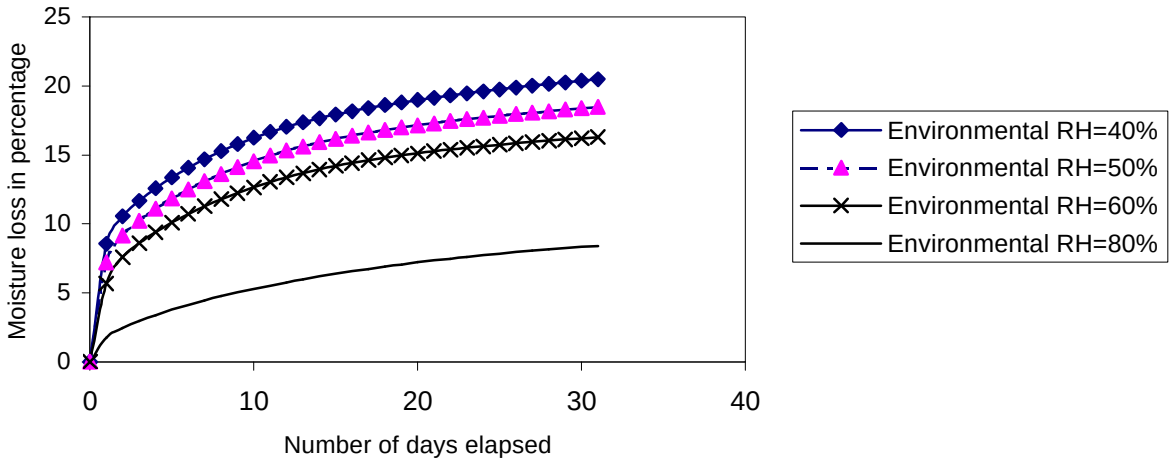


Figure 6: Variation of moisture loss with drying time under different environmental conditions (Initial moisture content=88%; pavement thickness = 10 cm; UCS= 4 MPA).

Based on the experimental evidenced, the following equation has been proposed by Torrenti *et al*. (1999):

$$e(t) = k\Delta W(t) \tag{14}$$

where *DW(t)* is the weight loss of the cross section being considered; *k* is the coefficient of proportionality; *e(t)* is the shrinkage strain.

It is evident that once free drying shrinkage as a consequence of moisture loss is determined, shrinkage stress build up by virtue of restraint against free-shrinkage movement can be predicted based on the Young's modulus of the concrete (see Equations 4 and 7). Thus based on the theoretical synthesis undertaken so far, it is possible to develop a scientific methodology to attack the shrinkage problem applicable to in-situ pavements. Essentially, what is required is to develop a mix to be used in the field that would present zero or acceptable cracking (not shrinkage) potential. Cracking potential may be defined as ratio tensile stress and tensile strength of the material. CSPs will face cracking for cracking potential greater than unity. This may be achieved by estimating the tensile stress developed in the field and comparing it with the corresponding tensile strength of the material. At present research has been carried out by the authors on incorporation of cracking potential at mix design stage for the CSPs. Research also covers investigation on development of tensile strength of the pavement material with different mix proportion and at various ages. Cracking potential would depend on the five factors namely environmental factors, material factors, time factors, size factors and boundary factors (18). The development of an empirical methodology to link the cracking potential to these five factors using field experiments is almost impossible. It follows then that for a given mix (or material factors),

cracking potential can be worked out only by analysing the theoretical linkages (in the form of differential equations) between these factors. These theoretical linkages have been mechanistically described by Kodikara and Chakrabarti (2001)**.**

REFERENCES

1) ADKINS, D.F. AND. MERKLEY, G. P.(1989), *Mathematical model of temperature changes in concrete pavements*, Journal of Transportation Engineering, 116,p 349.
2) AKITA, H. AND OZAKA, Y. (1997), *A practical procedure for the analysis of moisture transfer within the concrete due to drying*, Magazine of Concrete Research, 49, no. 179, p 129-137.
3) ALVENAS, G., AND JANSSON, P. E.(1997), *Model for evaporation, moisture and temperature of a bare soil: calibration and sensitivity analysis, Agricultural and Forest Meteorology* 88,p 47-55.
4) ASAD, M., BALUCH, M.H. AND AL-GADHIB, A.H.(1997), *Drying shrinkage stresses in concrete patch repair systems*, Magazine of Concrete Research, 49, no. 181, p 283-293.
5) AUSTRALIAN STANDARD, AS 2870, *Residential slabs & footings – construction*.
6) AUSTRALIAN STANDARD, AS 3600, *Design of shrinkage of concrete*.
7) BAZANT, Z.P. (1988), *Mathematical modelling of creep and shrinkage of concrete*, John Wiley and Sons, New York.
8) BAZANT, Z.P. AND NAJJAR, L.J. (1972), *Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete*, Materials and Structures, 1972,5, p 3-20.
9) BAZANT, Z. P. AND MURPHY, W. P. (1995), *Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures – model B3*, Materials and Structures, 1995, p 357-365.
10) CEB-FIP (1990), *Model Code 90*.
11) COLOMBIER, G. (1997), *Cracking in pavements: nature and origin of cracks.* Published by E&FN Spon, London SEI 8HN.ISBN 0 419 22950 7.
12) DEMPSEY, B.J., HERLACHE, W.A. AND PATE, A.J.(1986), *Climatic-Materials-structural pavement analysis program*, Transportation Research Record 1095, TRB, Washington, D.C., p 111-123.
13) FREDLUND, D.G. AND RAHAEDJO, H. (1993), *Soil mechanics for unsaturated soils*, John Wiley and Sons Inc.
14) HAN, M.Y. AND LYTTON, R.L. (1995), *Theoretical prediction of drying shrinkage of concrete*, Journal of Material in Civil Engineering, ASCE, November 1995 p 204-207.
15) HANSEN, K. K. (1987), *Sorption Isotherms: a catalogue and a data base*, Symposium and Day of Building Physics in Lund, Sweden, 24-27 Aug, 1987.
16) KAPILA, D, FALKOWSKY, J. AND PLAWSKY, J.L. (1997), *Thermal effects during the curing of concrete pavements*, ACI Materials Journal, March, 1997,p 119-128.
17) KODIKARA, J.K., BARBOUR, S.L AND FREDLUND, D.G. (1998), *Changes in clay structure and behaviour due to wetting and drying*, The 8th ANZ Conference on Geomechanics, Horbart , Vol. 1., p. 179-185.
18) KODIKARA, J.K. AND CHAKRABARTI, S. (2001), *Shrinkage behaviour of cemented materials as applicable to in situ pavement stabilisation*, 20th Australian Road Research Board conference, Melbourne, 2001.

19) KUTELIK, M. (1996), *Water relations and water management of Vertisols, Vertisols and Technologies for their Management*, Ahmad, N. and Mermut, A. Eds., Development of Soil Science, 24, Elsevier, p. 201-259.
20) MILLY, P.C.D.(1982), *Moisture and heat transport in hysteric, inhomogeneous porous media: A matric head-based formulation and a numeric model*, Water Resources Research, 18(3), p 489-498.
21) MILLY, P.C.D. (1984a), *A linear analysis of thermal effects on evaporation from soil*, Water Resources Research, 20(8), p 1075-1085.
22) MILLY, P.C.D. (1984b), *A simulation analysis of thermal effects on evaporation from soil*, Water Resources Research, 20(8), p 1087-1098.
23) NAKAYAMA, H. AND HANDY, R.L. (1965), *Factors influencing shrinkage of soil-cement*, Highway Research Record 86, 1965, p. 15-27.
24) NEVILLE, A.M. (1995), *"Properties of Concrete"*, Longman Group Limited, England, 1995, p 426-449.
25) PARROTT, I., J. (1991), *Factors influencing relative humidity in concrete*, Magazine of Concrete Research, No. 154, 1991, p. 45-52.
26) PENEV, D. AND KAWAMURA, M. (1991), *Moisture diffusion in soil-cement mixtures and compacted lean concrete*, Cement and Concrete Research, 1991, 21, no. 1, p 137-146.
27) PHILIP, J. R., AND DE VRIES, D. A.(1957), *Moisture movement in porous materials under temperature gradients*, Transactions, American geophysical Union, 38(2), p 222-232.
28) PUFAHL, D. E., LYTTON, R.L. AND LIANG, H.S.(1990), *Integrated computer model to estimate moisture and temperature effects beneath pavements*, Transportation research record 1286 , TRB, Washington, D.C, p 259-269.
29) RAHMAN, M.K., BALUCH, M.H. AND AL-GADHIB, A.H.(1999*), Modelling of shrinkage and creep stress in concrete repair*, ACI Materials Journal, Setember,1999,p 542-550.
30) SAKATA, K.(1983), *A study on moisture diffusion in drying and drying shrinkage of concrete, Cement and Concrete Research*, 13, no.2, p 216-224.
31) SCANLON, B. R. AND MILLY, P.C.D.(1994), *Water and heat fluxes in desert soils*, Water Resources Research, 30,p 721-733.
32) SCHELDE, K., THOMSEN, A., HEIDMEN,T., SCHJONNING,P. AND. JANSSON, P. E.(1998), *Diurnal fluctuations of water and heat flows in a bare soil*, Water Resources Research, 34,p 2919-2929.
33) SOPHOCLEOUS, M. A.(1979), *Analysis of water and heat flow in unsaturated-saturated porous media*, Water Resources Research, 15(5), p 1195-1206.
34) THOMPSON, M.R., DEMPSE, B.J., HILL, H. AND VOGEL, J. (1988*), Characterising temperature effects for pavement analysis and design*, Transportation Research Record 1121, TRB, Washington, D. C., p 14-22.
35) TORRENTI, J. M., GRANGER, L., DIRUY, M. AND GENIN, P. (1999), *Modelling concrete shrinkage under variable ambient conditions*, ACI Materials Journal, Jan, 1999, p 35-39.
36) WILSON, G.W, BARBOUR, S. L. AND FREDLUND, D.G. (1995), *The prediction of evaporative fluxes from unsaturated soil surfaces*, Proceedings of The First International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT'95, Paris, France, p. 423-429.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

MANTENIMIENTO ESTRUCTURAL DE FIRMES MEDIANTE LA TÉCNICA DE RECICLADO PROFUNDO IN SITU

STRUCTURAL MAINTENANCE OF PAVEMENTS USING A DEEP COLD-IN SITU RECYCLING TECHNIQUE

R.P. Dudgeon
Senior Pavement Engineer,
Highways Agency
61, Southwark Street,
London SE1 0TE
UK
robert.dudgeon@highways.gov.uk

S.J. Ellis
Group Manager
TRL Limited
Berkshire, RG45 6AU
UK
sjellis@trl.co.uk

I. Carswell
Principal Scientist
icarswell@trl.co.uk

RESUMEN

El reciclado de los materiales existentes en el firme se ha convertido en una característica cada vez más importante de la conservación de carreteras en el Reino Unido para tener en cuenta las preocupaciones ambientales y para reducir los costes de ejecución. Como resultado de ello, un importante proyecto de investigación en el Reino Unido se ha concentrado en promover la reutilización de materiales y en particular las técnicas de reciclado en frío in situ. El "Proyecto Cantera Lineal", financiado por los clientes y la industria, y principalmente por la Agencia de Carreteras, tenía como objetivos promover el reciclado en frío in situ mediante la comprobación de un comportamiento en servicio aceptable y proporcionar directrices para el diseño estructural y las prescripciones técnicas. El proyecto se basó en la experiencia previa y se tradujo en un aumento del periodo de diseño de los firmes reciclados en frío in situ, haciendo así más competitiva económicamente esta técnica de conservación estructural. Esta investigación ha conducido al uso creciente de esta técnica en el Reino Unido.

En esta comunicación se dan informaciones sobre la evaluación del potencial de un firme para su reciclado y se proporcionan detalles de un tramo de ensayo a escala real en el que se llevó a cabo un reciclado profundo con cemento. Se destacan las exigencias para su ejecución, y en particular los requisitos impuestos al equipo de disgregación y estabilización, al control de calidad, a la aplicación del cemento y a la compactación de la capa reciclada.

ABSTRACT

Recycling of existing pavement materials has become an increasingly important feature of the maintenance of highways in the UK in order to address environmental concerns and reduce construction costs. As a result of this, a major research project in the UK has concentrated on promoting the re-use of materials and in particular cold-in situ recycling techniques. The 'Linear Quarry Project', funded by clients and industry, primarily the Highways Agency, aimed to promote cold-in situ recycling by providing evidence of acceptable in-service performance and to provide guidance on structural design and specification. The project built on previous experience and resulted in an extension to the design life of cold-in situ recycled roads, thus making this structural maintenance technique more economically competitive. This research has led to the increased use of this technique in the UK.

This paper gives information on the evaluation of a site's potential for recycling and provides details of the full-scale trial of deep cement-bound cold-in situ recycled materials. Construction requirements are outlined including requirements for: the pulverisation and stabilisation equipment, moisture control, application of the cement, and layer compaction.

PALABRAS CLAVE

In situ, reciclado en frío, cemento, conservación, proyecto

KEY WORDS

In situ, cold recycling, cement, maintenance, design

1. INTRODUCTION

Recycling of existing pavement materials has become an increasingly important feature of the maintenance of highways in the UK in order to address environmental concerns and reduce construction costs. As a result of this a major research project in the UK has concentrated on promoting the re-use of materials and in particular cold in situ recycling techniques. The 'Linear Quarry Project' aimed to promote cold-in situ recycling by providing evidence of acceptable in-service performance and to provide guidance on structural design and specification. The project built on previous experience and resulted in an extension to the design life of cold-in situ recycled roads, thus making this structural maintenance technique more economically competitive. The project was jointly funded by clients and industry, primarily the Highways Agency, and the research results has led to the increased use of this technique in the UK.

This paper provides details of the full-scale trial of deep cement-bound cold-in situ recycled materials. Recommendations resulting from the success of the trial are detailed. This includes site investigation, laboratory testing requirements and risk assessment. Construction requirements are outlined including the pulverisation and stabilisation equipment, moisture control and application of the cement. Performance assessment information obtained from the appraisal of the full-scale trial is provided. Furthermore, an outline is given of a structural design method for cold-in situ recycling, a specification and a method of performance assessment.

2. THE LINEAR QUARRY FULL-SCALE TRIAL

2.1 Background

In the UK a research contract was awarded to TRL Ltd to verify through full-scale trial the possibilities for deep cold-in situ recycling and to produce specification and design guidance. The contract was primarily sponsored by the Highways Agency, though CSS (local authority liaison group) and the contractor Colas also contributed to the research fund. The project was then steering committee led and soon became known as the 'Linear Quarry Project' due to the nature of the construction work. The initial research contract spanned a three year investigative period. During the project data were collected from the construction and monitoring of full-scale trials on the A3088, and a review and examination of in-service roads which had been maintained using cold in-situ recycling techniques, by Local Authorities, over the preceding decade.

2.2 The trial

The site on the A3088 was a 15-year-old, two lane single carriageway road that was built as a major access route from the industrial estates and ferry ports to the A303 trunk road a strategic route in the south of England. The original pavement construction comprised 100mm of asphalt surfacing over 140mm of a granular "wet-mix macadam" roadbase, on a granular sub-base of variable thickness between 150 and 470mm, built reflecting the variations in the CBR of the subgrade.

The trial was carried out in two phases. Phase 1 of the trial was constructed in 1996 and occupied the full carriageway width over a scheme length of 1.25km. The scheme was divided into eight trial sections varying in length between 100m and 150m; the monitored length of each section was standardised at 100m. In addition, there were two control sections constructed using conventional materials, one of flexible design and the other of semi-rigid design.

Four of the trial sections were constructed using a cement stabilised recycled roadbase and four with foamed bitumen bound recycled roadbase. The sections included not only different binder agents and thickness of treatment, but also different combinations of source aggregate, dependent on how much of the existing pavement was removed prior to pulverisation. Details of the designs of the cement treated sections the associated control section are given in Table 1.

Table 1 Details of reconstruction of Cartgate Phase 1 trial sections

Section No (Chainage) (m))	**Existing construction depth (mm)**	**(Lower) Roadbase and Foundation Construction**	**Surfacing**
1 (1200-1300)	 450	Control Section 1: (Composite construction - CBM3R) 200 mm plant mixed CBM3R lower roadbase. 100mm Type 1 sub-base remains.	50 mm HRA w/c 100 mm DBM b/c or DBM upper r/b
2 (1300-1400)	 450	40 mm HRA wearing course removed. 310 mm basecourse + granular rotovated. Excess 110mm removed. 200 mm recycled to produce CBM3R equivalent lower roadbase	As above
3 (1400-1500)	 450	40 mm HRA wearing course removed. 350 mm base course + granular rotovated. Excess 100 mm removed 240 mm recycled to produce CBM3R equivalent lower roadbase.	As above
4 (1500-1600)	 450	100 mm bituminous surfacing removed. 250 mm granular materials rotovated. Excess 50 mm removed. 200 mm recycled to produce CBM3R equivalent lower roadbase.	As above
5 (1600-1675) (1675-1700)	 450 660	100 mm bituminous surfacing removed. 290 mm granular material rotovated. Excess 50 mm removed. 240 mm recycled to produce CBM3R equivalent lower roadbase.	As above
Legend HRA Hot Rolled Asphalt DBM Dense Bitumen Macadam CBM3R cement bound crushed rock material grade 3, 10N/mm^2 7 day strength			

Phase 2 of the trial was constructed in 1997 and consisted of two adjacent full-width, 600m long sections on another length of the A3088 to test the viability of draft specifications for both cement bound and foamed bitumen bound cold in-situ recycled material under normal contractual conditions.

In both sections the granular roadbase and sub-base layers of the existing road, which were exclusively constructed using crushed carboniferous limestone from the Mendips, were recycled. The construction details of each section of the Phase 2 trial are given in Table 2.

Table 2 Details of construction of Cartgate Phase 2 trial sections

Section	Recycled roadbase construction	Asphalt surfacing details
1. Cement bound	100mm asphalt surfacing removed; 290mm granular materials rotovated; Excess 50mm removed; and 240mm stabilised with 4% cement to produce lower roadbase	50mm HRA surfacing 100mm DBM regulating
2. Foamed bitumen bound	100mm asphalt surfacing removed; 265mm granular materials rotovated; No excess removed; and 265mm stabilised with 4% foamed bitumen to produce roadbase	50mm HRA surfacing 50mm DBM regulating
Legend HRA Hot Rolled Asphalt DBM Dense Bitumen Macadam		

2.3 Measurement of performance and pavement condition

During construction of the trials the following quality control and compliance testing of the material was carried out:-

- Particle (lump) size distribution
- Monitoring of moisture content
- Cube refusal density determination
- As placed density determination by Nuclear Density Meter
- Thickness of recycled layer
- Cube compressive strength of moulded samples
- ITSM of moulded samples (foamed bitumen material only)
- Compositional analysis (foamed bitumen material only)

Following construction of the Cartgate Road trials the performance and condition of the test sections were assessed by:-

- Visual inspections
- Laboratory tests on cores
  - bulk density by gamma-ray scanner
  - bulk density by weighing in air and water
  - indirect tensile stiffness modulus (ITSM) using the Nottingham Asphalt Tester (NAT)
  - Core compressive strength/estimated cube strength of cement-bound material
- Falling Weight Deflectometer (FWD) surveys
- Deflectograph surveys (carried out routinely by the Highway Authority)

2.4 Performance compared with original design

The data collected from the A3008 trials was supplemented by data collected from in-service road monitoring of other locations. Compilation and subsequent analysis of the data collected as outlined above, enabled comparisons to be made between predictions of the in-service performance of the sites and their original design. The comparisons for the cement bound materials are summarised in Table 3.

Table 3 Summary of design life and predicted performance of cement bound recycled pavements

Site No.	Original 20 year design life (msa)	Predicted overall life of the recycled pavement (msa)
Valley Drive, Gravesend St Hildas/ Livingston	2.5	10
A1078 South Wooton Kings Lynn	10	10
A3008 Cartgate Road Yeovil	22	22

2.5 New specification

The findings from the roads that have been recycled with cement enabled a design curve for these materials to be formulated[1]. For traffic loadings between 2.5 msa and 20 msa the cement-bound design curve assumes a standard foundation, dependant, on subgrade condition, and has associated with it a variable thickness of asphalt surfacing.

For cement-bound in situ recycled roads, carrying less than 2.5msa, the depth of the existing road construction and the subgrade condition generally governs the thickness of the recycled material.

The draft specification for in situ recycling that was prepared for construction of Phase 2 of the A3008 trial was written with the aim of moving away from recipe/method requirements towards those of end-product performance, measured by laboratory tests on core specimens extracted from the finished pavement or by non-destructive in situ tests. However, to ensure durability from the recycled material some method specification clauses were retained.

In general terms the draft specification was found to be workable and robust under normal contractual conditions. Following completion of the monitoring of the sites, compilation and analysis of the data gathered enabled the specification to be refined into that which is published in TRL 386[1].

2.6 Performance assessment

During the Linear Quarry research project, the end-product performance specification for the cold-in situ recycled materials passed, through a number of different stages. The initial intention was to define performance in terms of either the compressive strength of cored cement-bound material or by the Indirect Tensile Stiffness Modulus (ITSM), obtained for the bitumen-bound material.

The above option was set aside, however, when it was decided that the destructive coring should only be performed as a last resort. This decision was reinforced by the difficulties experienced on the trial and several of the other monitored sites, where the coring itself was sometimes found difficult and insufficient test specimens were obtained, to the extent that there was no certainty of consistently extracting whole cores from the road. The current specification now retains the core testing option only as the last resort, where other methods indicate that the performance specification has not been met.

Compliance testing now relies on a non-destructive measurement of stiffness , where pavement stiffness must reach a value pre-stated in the contract, obtained using the analysis of the FWD survey data. Where the FWD stiffness values do not reach the required level, then the coring and testing of core samples option may be invoked.

Prior to either of the above assessments, the specification also requires that the as-installed performance of the stabilised layer is evaluated using a dynamic plate loading or penetrometer technique to determine values of elastic modulus at points on a closely spaced grid pattern. The average elastic modulus for the assessment areas must comply with a stated minimum standard and furthermore, before proceeding with the surfacing construction, repeated values shall be expected to demonstrate that the respective elastic modulus values have increased by a stated minimum percentage.

3. RECOMMENDATIONS FROM THE FULL-SCALE TRIAL FOR RECYCLING

In keeping with environmental objectives it is increasingly important that any road rehabilitation project considers the potential for re-use of the existing materials. UK guidance for the site investigation requirements for cold recycling projects on medium to heavily trafficked sites are given in TRL 386[1]. This section summarises the recommendations in TRL 386.

3.1 Site investigation

A thorough assessment should be made of the existing pavement materials, either separately or as a mixture, to determine whether or not, all or part of the reclaimed product is acceptable for re-use. A flow chart is presented in Figure 1 that illustrates the procedure to be followed, and the sections below give more details.

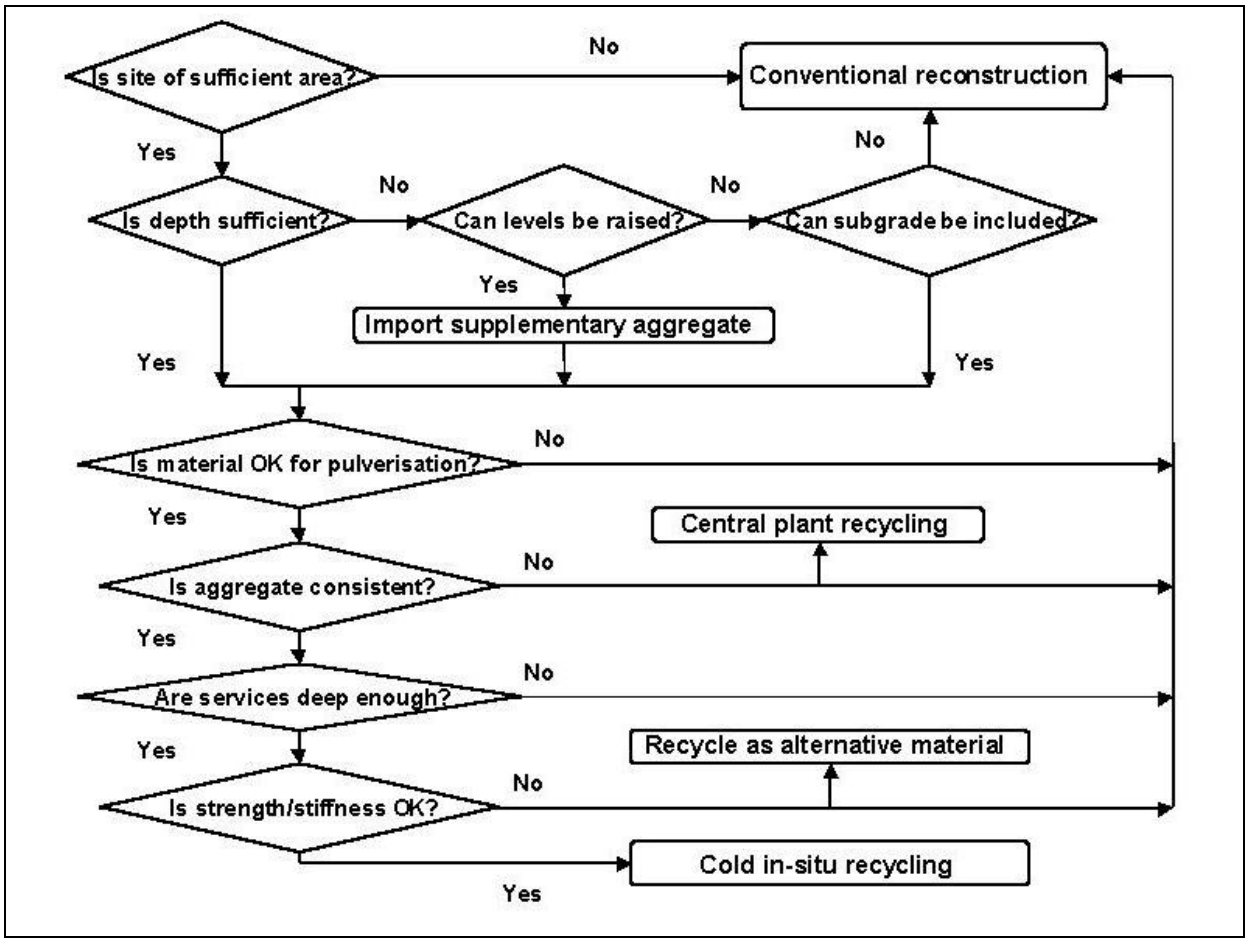


Figure 1 Evaluation of a site for cold in situ recycling

Furthermore, it is important during the initial period to consider the costs associated with a recycling project. A recycling job will necessitate the use of a substantial amount of plant and equipment unique to such works, this involves significant mobilisation costs. In order to achieve an economic solution with this process, it is desirable that the size of each scheme is above a suitable minimum area or can be combined with similar works in an adjacent location. In particular circumstances, smaller scale recycling works may still offer an alternative cost-effective solution when conventional methods of reconstruction are onerous or precluded.

The suitability of the cold-in situ recycling process will also normally depend on whether there is sufficient thickness of existing pavement to accommodate the designed thickness of the reconstructed structural course, with remaining underlying material to act as a suitable foundation. Alternatively, if the finished levels can be raised, the required pavement thickness may be achieved using a combination of recycling and imported material.

The fieldwork needed to achieve a reasonable level of confidence will depend on the specific site conditions, but in general, trial pits excavated at a frequency of not less than 1 per 500 m^2 have been found to be sufficient. Laboratory testing is then used to characterise the material in the pavement, determining such factors as:

- Atterberg limits, natural moisture content and CBR of the subgrade;
- thickness and nature of the various pavement and foundation layers;
- grading of the pulverised aggregates available as raw materials for the recycled mixture, and
- compressive strength of lean concrete bases if suspected of being too strong for planing or pulverisation, (i.e. compressive strength greater than 15 N/mm^2).

Where available, as-constructed records are always useful, but it is important to carry out sufficient cores or trial pits to check these data, since the actual as-constructed situation does not always reflect in detail what was recorded, or any subsequent changes that may have taken place.

Non-destructive testing of the existing pavement by such techniques as deflection testing, visual assessment and the use of ground penetrating radar are recommended, in conjunction with the cores and trial pits, to determine the consistency of the pavement materials throughout the site. Ground radar, may be particularly useful in indicating changes in construction layer thicknesses and the location of density and moisture content anomalies.

When the existing pavement materials are considered in general to be re-usable as a pulverised aggregate but too inconsistent to allow an in situ design, consideration may be given to the alternative recycling process using plant mixed material. In this process the opportunity is available to clean and process the existing variable materials in to a reconstituted well graded aggregate.

3.2 Risk assessment

The use of recycling techniques uniquely involves a number of unique risks, which should be assessed prior to implementing any work. These risks are often difficult to quantify in terms of any standard measure, but their consideration and equitable allocation may provide the best chance for improved design and supervision techniques.

In all types of construction work, even where comprehensive site evaluation has been carried out, unexpected situations may arise.

For recycling works, such situations are more likely to be important to the quality of the finished product because the materials present are intended to form part of the works. For cold-in situ recycling, the potential for variability in materials to be included in the works can be higher.

To manage this, shared risk should be accepted, where both parties to the contract are given the opportunity to verify that the existing pavement materials are suitable to be recycled by pulverisation to form the primary aggregate component of the new in situ recycled mixture. End-product performance requirements should be specified and it must be demonstrated that the recycled mixture is capable of being produced. These issues can be resolved by considering the results of a series of laboratory tests as part of the site investigation.

For the purposes of competitive tender arrangements, it is advisable for the Client to organise and implement the site investigation works separately, as part of the general design process. In these circumstances, if risk is to be shared, the investigation must be comprehensive, and offer all potential contractors suitable data for designing and programming their individual method of working, appropriate to the particular site conditions.

The risks associated with any particular pavement recycling scheme also need to be assessed in the light of likely life cycle costs. Experience to date has indicated that even where quite pessimistic projections for the service life of cold-in situ recycled pavements are used, significant whole life cost savings are possible.

Risks can be broadly classified into design and construction risks.

Design Risks

A comprehensive site investigation needs to be carried out to minimise the risks in the calculation of the design of the pavement structure. This, needs to include a detailed subgrade study looking at such aspects of moisture, density and strength of the subgrade where these properties need to be taken account in the design process.

The fatigue life of cemented pavements is very sensitive to thickness and stiffness. It is imperative that the pavement thickness design and material parameters are achieved in construction otherwise substantial reductions in performance may occur. Also, the type of binder will affect the workability and setting time to achieve the specified layer density.

The cement content will also influence the stiffness and strength of the recycled mixture. An inadequate quantity may lead to the material being susceptible to moisture. Too much bitumen could lead to premature deformation problems or too much cement to increased likelihood of thermal cracking.

Construction Risks

Because the recycling process is generally much quicker than conventional reconstruction techniques, there is a corresponding reduced risk of exposure of the lower pavement layers to inclement weather and traffic during construction.

3.3 Design of cement bound in situ recycled material

For lower traffic situations, cold-in situ cement-bound recycling can be used to provide a new foundation and/or structural layer which should be designed to have an average 7 day cube compressive strength of 4.5 N/mm^2 or 7 N/mm^2 respectively. This recycled layer should then be overlaid by surface dressing or plant mixed bitumen bound materials to form a new pavement at a higher level.

For higher traffic loading, used as the main structural course, the recycled layer would normally be designed to have an average 7 day cube compressive strength of 10 N/mm^2. In theory, this could be considered structurally equivalent to plant mixed cement bound material

of equal compressive strength. In practice, however, the in-situ recycling process is subject to potential problems and increased risks that are less applicable to the plant mixed option, including:

- variability of aggregate grading;
- non-uniform distribution and mixing of binding agent;
- variable moisture content, often dependent on weather;
- variable recycled thickness, and
- difficult compaction at the bottom of thick recycled lyers.

As a consequence, the design thickness used for earlier recycling works in the UK was based on a factor of safety of 25 per cent applied to the design thickness for equivalent plant mixed material (Walsh 1988)[2]. Later works tended to use a factor of 20 per cent, including the design of phase 2 of the A3088 road trial.

For stronger recycled structural course mixtures, the potential for thermal cracking and reflective cracking of the bituminous surfacing, is the same as that for conventional plant mixed CBM. To restrict or overcome this problem, consideration should be given to the process of pre-cracking in the structural course prior to laying the surfacing materials (Ellis et al, 1997[3]). Performance data on this technique is prrsented in another paper by the authors in these proceedings.

For in situ recycled mixtures a minimum cement content of 3 per cent by weight is recommended. This absolute minimum value is applied to ensure there is adequate cement available for distribution throughout the mixture during the relatively short period of in-situ mixing. Subject to this minimum value, the designed cement content will normally be the minimum cement content that achieves the required average compressive strength.

3.4 Construction Requirements

Road pulverisation and stabilisation involves the use of specialised plant that operates to the specified depth plus construction tolerances. To ensure that the appropriate depth of pulverisation and stabilisation is carried out consistently, it is particularly important that a working platform is prepared prior to the stabilisation process, having a known uniform level profile.

Although the control of moisture content is of prime importance for optimum compaction conditions, there is currently no automated process has been found that is able to ensure the provision of moisture at an appropriate level during the recycling process. It is vital therefore, that the process is controlled by an experienced operator who has access to controls for added water, particularly when the water is sprayed directly in the mixing box at the time of stabilisation.

Specialist spreaders are vital for the application of the cement binder. It is important that the spreader incorporates control systems to ensure that the rate of spread is achievable to a target accuracy.

3.5 Specification

The process of cold-in situ recycling for the structural maintenance of highway pavements has been developed and used in a variety of countries, each with their own local requirements, often related to climate and geology. Consequently, the types of road available for recycling are diverse. As a result, the specifications that are available for recycling works have been derived from a variety of component material designs and construction methods. Mostly these are aimed at producing materials of a similar specification to the equivalent plant mixed option and expecting that their performance would be similar.

To encourage the use of recycled material a move towards end-product performance specifications is recommended. The use of recycled materials with their own specification and with targets based on their engineering properties, rather than equivalence to standard materials, will allow the recycled material to be considered for more heavily trafficked sites, on a similar basis to plant produced materials.

Specified and closely monitored performance targets should provide a greater degree of confidence in the prediction of life for the recycled pavement. In consequence, the cost effectiveness of the recycled option, in comparison with normal reconstruction methods, may be more easily demonstrated.

4. CONCLUSION

In summary, the Linear Quarry Project led to the publication of TRL Report 386, a design guide and specification that was launched at a national seminar in the UK in 1999. The seminar was attended by over 200 consultants and local authority engineers and was re-run with the attendance of a further 100 delegates. This level of interest in one pavement subject area in the UK is unprecedented and demonstrates the raised awareness in the UK of the need for preservation of our natural resources.

The design guide and specification is now being implemented throughout the UK with the uptake of a number of new construction projects. The research work has also moved onwards and a new research contract, SMART, Sustainable MAintenance for Road Treatment, has commenced under direction of a new national steering committee.

5. REFERENCES

(1) MILTON LJ and MG EARLAND (1999). Design guide and specification for structural maintenance of highways by cold in-situ recycling. TRL Report 386. TRL Limited, Crowthorne.
(2) WALSH ID (1988). Cold mix recycling – the client's view. Asphalt '88. A review of technical developments in the construction of flexible pavements. Highways, Mobil, High Wycombe.

(3) ELLIS S J, M A MEGAN and L A WILDE (1997). Construction of full-scale trials to evaluate the performance of induced cracked CBM roadbases. TRL Report 289. Transport Research Laboratory, Crowthorne.

Copyright Transport Research Laboratory 2001. The contents of this report are the responsibility of the author and the Chief Executive of TRL Limited. They do not necessarily represent the views or policies of the Highways Agency. Extracts from the text may be produced, except for commercial purposes, provided the source is acknowledged.

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

PROYECTO Y COMPORTAMIENTO DE BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO MEDIANTE LA TÉCNICA DE LECHADA

THE DESIGN AND PERFORMANCE OF CEMENT STABILIZED BASES CONSTRUCTEL USING THE SLURRY MIX PROCESS

Fort, Jean-Paul
Vice President, Technical Services
Gorman Bros.
LLC Mid-Atlantic Division

Rowe, Geoffrey M.
President
Abatech, Inc.

Resumen
El cemento se viene utilizando desde hace mucho tiempo en bases y subbases de carreteras, así como en la estabilización de explanadas y en el reciclado de firmes existentes. Mediante el tratamiento con cemento se obtiene un incremento significativo de la capacidad de soporte, con una reducida susceptibilidad a la humedad, permitiendo unos importantes ahorros en la estructura del firme, tanto en obras de rehabilitación como de nueva construcción.

Los recientes avances en los equipos de reciclado, con mezcladoras móviles de lechada con una dosificación precisa, permiten actualmente reducir la variabilidad de las obras de estabilización in situ con cemento tan frecuente anteriormente. En las mezclas realizadas in situ es posible emplear, con resultados similares, las fórmulas de trabajo basadas en probetas fabricadas en laboratorio. Estos equipos combinan las ventajas de los trenes móviles de maquinaria (empleo óptimo del material in situ, costes de transporte reducidos) con la homogeneidad de una planta de fabricación.

La evaluación de una capa reciclada in situ con cemento se llevó a cabo con un deflectómetro de impacto. Los módulos resilientes de las capas se obtuvieron posteriormente mediante cálculo inverso. Se determinó la relación entre el módulo resiliente in situ de la capa reciclada y la resistencia a compresión sin confinamiento lateral. Dicha relación resultó ser parecida a la obtenida en ensayos previos con materiales de características similares.

El empleo de este módulo in situ en el diseño mecanicista de firmes reciclados ha permitido cambiar a prescripciones basadas en resultados, lo que posibilita a los ingenieros sacar más partido de las ventajas de este método de construcción y reducir substancialmente los costes.

Abstract
Cement has long been used in road foundation and/or sub-grade stabilization or recycling of existing pavement. Cement stabilization provides a significant increase in bearing capacity with reduced susceptibility to moisture, allowing important savings in the overall pavement structure, for rehabilitation or new construction.

Modern engineering standards in reclaiming equipment, involving mobile slurry-mixers with precise metering, allow now reducing the once recurring variability of in-place cement stabilization. Field-produced mixtures can match the job-mix formulae, based on laboratory-mixed specimens. Such equipment cumulates the advantages of mobile trains (optimal use of site material, reduced hauling costs), along with the consistency of a central mixing plant.

Field evaluation of the in-place stabilized layer was performed using the Falling-Weight-Deflectometer (FWD). The Resilient Modulus of the layers was then obtained by back-calculation. The relationship between the “In-Place Resilient modulus” of the reclaimed road-layer and the “Mix-Design Unconfined Compression Strength” was determined and found to be consistent with previous experimentation on similar material.

The use of this effective in-place modulus in mechanistic pavement design models has permitted to move towards performance-based specifications that enable engineers to take efficient advantage of the construction method and substantially reduce the construction costs.

Palabras clave: estabilización con cemento, módulo resiliente in situ, prescripciones basadas en resultados

Key Words: Cement Stabilization, In-Place Resilient modulus, performance-based specifications

Introduction

Full Depth Recycling (FDR) is a process performed to recycle pavement structures or stabilize base material. This process consists of pulverization of an existing pavement after which cement, often in the form of slurry, is then blended in. The typical depth of pulverization is 6-inches (150mm) and the cement content is typically between in the range of 3 to 6%. A new base for the pavement is produced while correcting deficiencies such as grade and inadequate pavement strength. The pavement materials are mixed in-place after which grading and compaction follows. Finally, an asphalt overlay of typically, 1½-inches (40mm), or other surface treatment is applied for the wearing surface.

As the need to provide engineering solutions for pavement structures increases FDR is being adopted for an increasing number of sites throughout the US. As part of the development work supporting this process it is considered desirable to develop relationships between material properties and performance that will assist with better design procedures. In addition, studies are planned to validate design assumption against pavement constructed in various regions. Consequently, a study of the materials test data obtained from approximately 3½-years of laboratory work producing mixture designs for various sites and an evaluation of a pavement constructed in 1999 was performed. The objectives of this study was as follows:

1. Using materials data, develop generalized relationships, which link material characterization data to physical performance. In particular, it was considered desirable to obtain quantified relationships between material properties, cement content and stiffness achieved on laboratory-produced FDR materials.
2. Using the Falling Weight Deflectometer - determine in-place stiffness properties of a FDR stabilized layer, thus, comparing laboratory mixture strength with pavement subsequent performances.
3. Develop recommendations for design stiffness of FDR materials allowing the performance aspect to be assessed in practical specifications.
4. Produce pavement design recommendations using material characteristics.

The results of this study are presented in the subsequent sections of this paper.

History of Use

Stabilization of soil with cement dates back to the 1930's (Catton, 1937) and over the past 60 years considerable experience has been obtained with its use. The process is now routinely used in most countries around the world. The FDR process is very similar to traditional cement stabilization and, consequently, this literature review makes use of published information for cement and other hydraulic binders when used to stabilize materials.

The use of cement stabilization in road construction depends upon the types of soils being considered (HMSO, 1952). Different soils enable different compressive strengths to be achieved as illustrated in Table 1.

The effect on cement content on the compressive strength of soil-cement mixtures is more evident with materials that contain less clay. The effect of moisture content on the strength largely arises form its influence on compaction and the effect that it has on the dry density. HMSO (1952) suggested that for soil groups A2, A3, A4, A5 and some A6 and A7 that a minimum acceptable unconfined compressive strength (UCS) of 250 psi should be achieved.

Cement-stabilized materials, like many other materials used in civil engineering applications, are susceptible to frost damage and can significantly degrade if subjected to freeze-thaw cycles. To ensure adequate durability the Portland Cement Association (1946) originated a test procedure involving wetting and drying and freeze and thawing cycles. In this procedure the UCS is measured after the specimens have undergone conditioning cycles.

Table 1 - Typical Compressive Strengths and Recommended Uses for Various Soil Types (after HMSO, 1952)

Soil Type	Unconfined Compressive Strength (psi)	Suggested Use
Clays, organic soil	<50	SHOULD NOT BE USED
Silts, silty clays, very poorly graded sands, slightly organic soils	50-150	Sub-base on very poor foundation
Silty clays, sandy clays, poorly graded sands and gravels	100-250	Sub-base on poor foundations;
Silty sands, sandy clays, sands and gravels	250-500	Base for minor roads in temperate climates (with surfacing), base for main roads or runways
Well graded sand-clay or gravel-sand-clay mixtures and sands or gravels	400-1000	Base for minor roads in more severe climates (with surfacing); base for medium class roads in temperate climates (with surfacing); sub-base for main roads and runways
Notes: 1. *Strengths up to 4,000 psi have been recorded* 2. *100 psi = 698 kPa*		

Stiffness of cement-stabilized materials

For pavement performance it is necessary that the pavement layers spread the load imposed by the traffic to the soil foundation to an extent that the stresses imposed on the soil is a value that does not cause over stressing or shear failure. The material property, which characterizes the load spreading, is the stiffness modulus - analogous to Young's modulus for other engineering materials.

Larsen (1967) published information relating the UCS to the stiffness (modulus of elasticity) of cement-treated bases. From the data contained in his paper we can develop a relationship as follows:

$$E(MPa) = 606.74(UCS_{MPa})^{0.7847} \quad \textbf{(1)}$$

The data used to develop this relationship is illustrated in Figure 1. This relationship suggests that the stiffness of these materials typically ranges between 1,000 and 10,000 MPa. Marshall and Kennedy (1974) also reported work on the stiffness of cement-treated bases. In their studies they suggest that values of stiffness modulus typically range between 0.6×10^6 psi to 1.76×10^6 psi (4,134 to 12,126 MPa) and that the mean value is approximately 5,305 MPa. However, they observed that the within-project coefficient of variation were moderate to high ranging from 57% to 83% and averaging 68%. In addition, they report that typical tensile strengths range from 83 psi to 120 psi (0.57 to 0.83 MPa).

By combing the soil-cement data with the data reported for Portland Cement Concrete (PCC), extending the relationship over a wider range of cement-bound materials, we obtain a relationship between indirect tensile strength (ITS) and the modulus of elasticity (E) (see Figure 2) as follows:

$$E(MPa) = 8308.8(ITS_{MPa})^{0.9893} \quad \textbf{(2)}$$

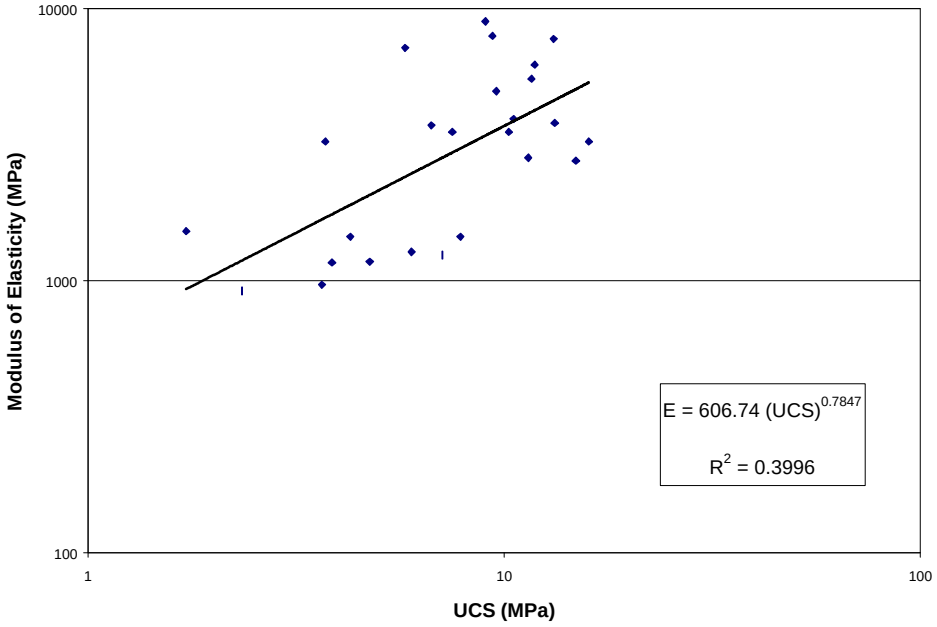


Figure 1 - Modulus of Elasticity versus UCS (after Larsen, 1967)

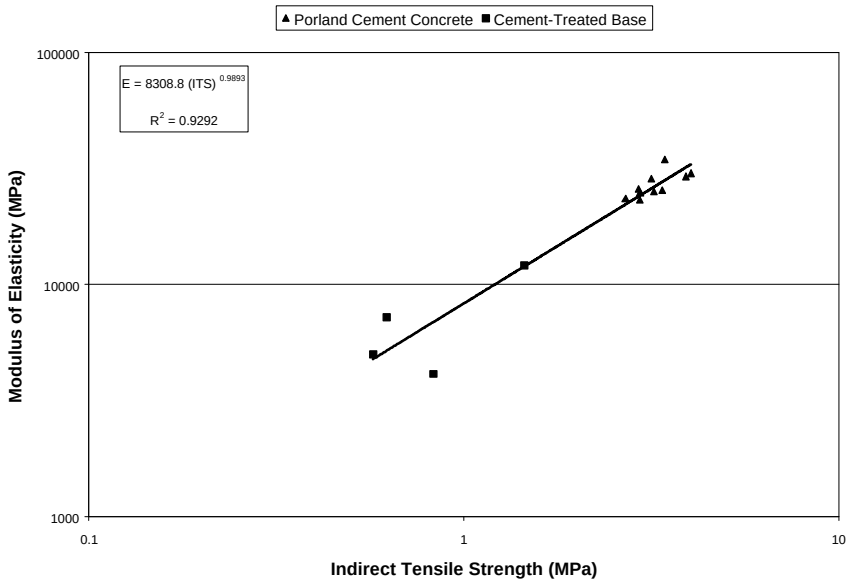


Figure 2 - Indirect Tensile Strength versus Modulus of Elasticity

Addittional data published by Kota et al., (1995) and Dawson et al., (1995) has been combined with the data obtained by Larsen (1967) to produce a general relationship between UCS and stiffness for cemented materials. The combined data is illustrated in Figure 3, which yeilds the relationship, as follows:

$$E(MPa) = 249.63(UCS_{MPa})^{1.3054} \quad \textbf{(3)}$$

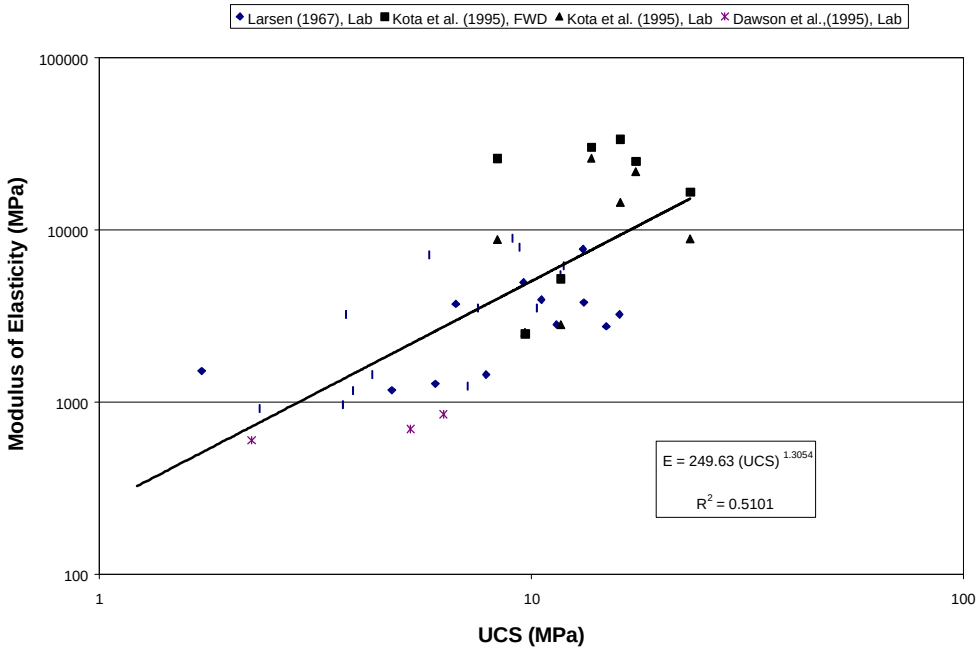


Figure 3 - Modulus of Elasticity versus UCS - extended data set

In addition to the above data the AASHTO Guide for the Design Pavement of Pavement Structures (1993) also contains a relationship between PCC modulus and stiffness value. Converting the published equation to metric units we obtain:

$$E(MPa) = 4721.93(UCS_{MPa})^{0.5} \quad \textbf{(4)}$$

Thus, we have a total of three relationships for cement bound materials linking stiffness modulus to UCS. These relationships are all plotted in Figure 4 from which it can be observed that for a given value of UCS the AASHTO relationship will give the highest stiffness whereas the "general" relationship, Equation 3, produces lower value of stiffness for most of the range[1] considered with cement-stabilized materials.

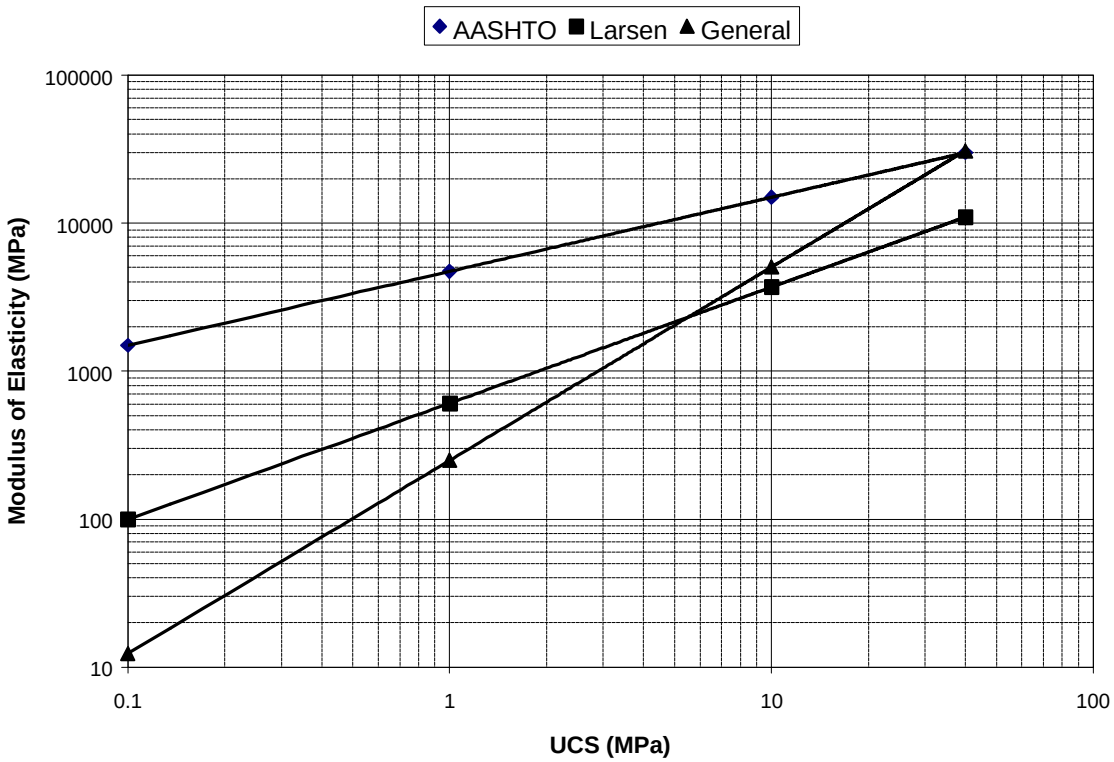


Figure 4 - Comparision of Stiffness versus UCS Relationships

Shrinkage Cracking

With cement-bound bases a compromise exists between the strength gain and shrinkage cracks. With weakly cemented materials many fine cracks are formed in the pavement layer, which do not reflect through to the pavement surface. As the cement content is increased, the stiffness and strength is increased, which results in more discrete cracks at larger spacing. With high-strength cement-stabilized bases these cracks will reflect through the overlay to the surface. The target of 200 psi (at 7-days) used by Gorman is

[1] *The range of compressive strengths obtained with the FDR material is typically 200-300 psi, which is approximately 1.4 to 2.1 MPa.*

consistent with achieving a weakly cemented material, which should result in a series of fine cracks. Ramanujam (1999) also notes this as current practice suggesting that the strength development be limited to a range 1.0 to 1.5 MPa (145 to 218 psi) UCS. However, an alternate approach is to provide a stabilized pavement of 350mm depth (13.8-inches) with a minimum stiffness of 5,000 MPa followed by a granular layer of 300 to 400mm and finally, an asphalt overlay. The granular "sandwich" prevents shrinkage cracks from the base from reflecting through to the surface. To achieve a cement-stabilized base with a stiffness of 5000 MPa Ramanujam (1999) reports that a UCS of 3 MPa (435 psi) must be obtained.

Development of relationships linking material properties to UCS

In order to investigate the relationship between material properties and UCS a correlation study was performed using approximately 300 data sets containing information as follows:

- Grading/Sieve Analysis
- Atterberg Limits
  - Liquid Limit
  - Plastic Limit
  - Plasticity Index
- Soil Classification
  - Sand Equivalent
  - Classification (AASHTO)
  - Grading
  - Foam Test
- Unconfined Compression Test
  - Unconfined Strength
  - Moisture Content
  - Wet Density
  - Dry Density
  - Freeze Soak Results

The data used for this study was collected between June 1996 and February 2000. Data analysis was performed using linear regression analysis by using the "least squares" method to fit a line through a set of observations. The equation for the line is:

$$y = m1x1 + m2x2 + ... + b \quad \textbf{(5)}$$

The y-value is the dependent variable, which is a function of the independent x-values. The m-values are coefficients corresponding to each x-value, and b is a constant value.

Results of Materials Analysis

Two methods of statistical analysis were used with the multiple regression analysis technique - the use of linear and logarithmic functions. In addition, derived materials properties such as surface area were also used in the analysis procedure. From the data

set the parameters, which had the most influence on the UCS, were the cement content, liquid limit, passing #6 and #200, moisture content and dry density. However, since the range of variation in some parameters was not large spurious results were obtained. Use of other data reported herein was used to eliminate these variables from the analysis in order to develop equations that are consistent with engineering experience.

Two relationships are developed, for UCS and UCS following freeze thaw conditioning, as follows:

UCS (conventional)

$$\begin{aligned} UCS\,(psi) = {} & 36.995(OPC) - 3.2\,(LL) + 0.32\,(\#6) - 3.6\,(\#200) \\ & - 4.1\,(SE) - 13.337\,(MC) + 0.935318\,(r_d) + 237.66 \end{aligned} \quad \textbf{(6)}$$

$r^2 = 0.38$
SE=80.4

UCS (after freeze-thaw)

$$\begin{aligned} UCS\,(psi) = {} & 32.36(OPC) - 3.38\,(LL) + 0.1844\,(\#6) - 0.48237\,(\#200) \\ & - 2.5556\,(SE) - 27.6074\,(MC) + 0.19286\,(r_d) + 399.1027 \end{aligned} \quad \textbf{(7)}$$

$r^2 = 0.42$
SE=81.6

Using these equations in connection with Equation 3, 6 and 7 relationships have been developed which express the stiffness modulus as a function of other material properties. Likewise the cement content required to achieve a given stiffness modulus may also be estimated. The derived relationships for stiffness modulus are as follows:

E (MPa) (conventional)

$$E(MPa) = 249.63\left[\left(\begin{aligned} & 36.995(OPC) - 3.2\,(LL) + 0.32\,(\#6) - 3.6\,(\#200) \\ & - 4.1\,(SE) - 13.337\,(MC) + 0.935318\,(r_d) + 237.66 \end{aligned}\right) \times \frac{1}{145.038}\right]^{1.3054} \quad \textbf{(8)}$$

E (MPa) (freeze-thaw)

$$E(MPa) = 249.63\left[\left(\begin{aligned} & 32.36(OPC) - 3.38\,(LL) + 0.1844\,(\#6) - 0.48237\,(\#200) \\ & - 2.5556\,(SE) - 27.6074\,(MC) + 0.19286\,(r_d) + 399.1027 \end{aligned}\right) \times \frac{1}{145.038}\right]^{1.3054} \quad \textbf{(9)}$$

With these equations it is important to note the significance of the standard error obtained in their construction and consequently this limits their use in the design of materials.

Evaluation of FDR Pavement - Thompson Mill Road, Pennsylvania
Sections of pavement where evaluated on Thompson Mill Road, eight months after completion of the project. These included materials stabilized with the FDR process and a conventional flexible structure. Testing included a coring survey, stiffness testing on core samples and FWD testing to establish resilient properties of the FDR material.

The sections covered a range of topographical and geological features. As the road climbed over a mountain the road was in cut while at lower elevations the road is at or slightly above grade. Numerous springs where also observed and in several places these were producing significant amounts of water next to the road structure. In the valley floor the rock appeared to be present at relatively shallow depths. A further area of the pavement was on higher ground - which appears to be well drained. The analysis of data presented in this paper is limited to the well drained areas.

In general, significant drainage problems where observed throughout the site. Inadequate side drains and which will impact on the performance over time.

Pavement Coring Survey

Pavement cores were removed from the site to establish pavement thickness information to be used in the analysis of the FWD test data. Due to the weakly cement nature of the material many of the cement-stabilized cores broke/disintegrated due to the shear forces applied by the core barrel. However, several specimens were recovered intact which were subjected to further testing in the Indirect Tensile Stiffness Modules test.

The Indirect Tensile Stiffness Modulus was measured in a device known as the Nottingham Asphalt Tester (NAT), (Cooper and Brown, 1989). This schematic of the test specimen and apparatus is illustrated in Figure 5. In this method of stiffness measurement, repeated loading is applied across the vertical diameter of a cylindrical specimen.

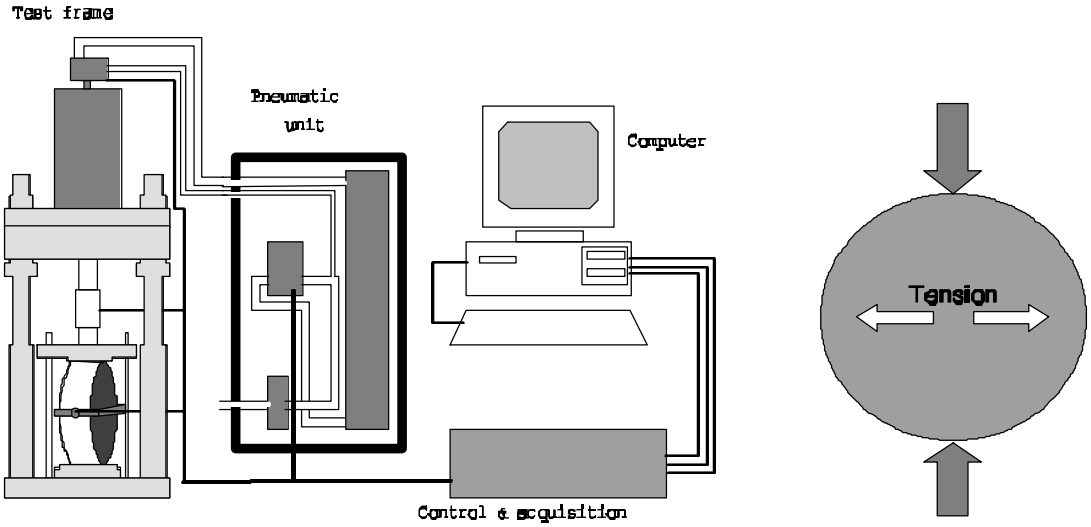


Figure 5 - Indirect Stiffness Modulus Test Apparatus

Determination of the stiffness modulus from the theoretical stress distribution is calculated by considering the average principal stresses in a small element subject to bi-axial stress conditions. The expression, which is used for the calculation of the indirect tensile stiffness modulus, is as follows:

$$S_m = \frac{(0.273 + n)\,P}{\Delta h\, t}$$

where:; P is the maximum load
Δh is the transient deformation
t is the specimen thickness

Poisson's ratio, ν, is assumed to be 0.25, which is considered typical for cement bound materials. The results obtained from the specimens obtained from Thompson Mill Road are presented in Table 2.

Table 2 - Indirect Tensile Stiffness Modulus

Core Number	Indirect Tensile Stiffness Modulus
4	4,279
10	8,704
12	7,705
Average	6,896
Standard Deviation	2,321

Falling Weight Deflectometer Testing

FWD testing was conducted using a Dynatest Falling Weight Deflectometer, Figure 6. The FWD enables detailed evaluation of pavements to be performed using a rapid and non-destructive test method. The geophones for this work where placed at 0, 203, 305, 457, 610, 914 and 1219mm. These were used to define the shape of the deflected pavement. In this paper d1 refers to the deflection measured at the center of the load platen, whereas other key deflections referred to, d3 and d7, are at positions of 305mm and 1219mm distance from the center of the loaded area. The device loads the pavement in a controlled manner such that the load pulse resembles that from moving traffic. Deflections of the pavement surface under the action of this load pulse are recorded and used, in conjunction with pavement thickness information, in a back-analysis procedure to determine the effective stiffnesses of the pavement layers. Correlation between these stiffnesses and the FWD deflection parameters can often be established. This enables the assessment of the condition of the pavement layers, on a global or statistical basis, using the deflection parameters.



Figure 6 - FWD Testing on Thompson Mill Road

FWD Deflection Data

The FWD deflection data was evaluated for each of the sections tested (excluding sections with poor drainage). When inspecting deflection data the general assumption is that the outermost deflection sensors relate to the soil foundation while the shape of the deflection bowl close to the center of loading relates to the strength of the upper pavement layers. Consequently, an initial inspection of the results is made as follows:

Deflection Parameter	**Pavement Response**
d1	Provides an indication of the total pavement performance
d1-d3	Provides an indication of the condition of the upper pavement layers
d7	Provides an indication of the soil stiffness

These deflection parameters are plotted in Figure 7. Smoothed has been performed by calculating the mean result of four consecutive stations. From this plot we observe the following:

- The deflection parameter d7 indicates variable soil conditions. In particular, it appears that soil support is reduced as the road rises over Jericho Mountain and close to each of the three stream crossings.
- The performance of the main bound layers is better in the FDR area from inspection of the d1-d3 deflection parameter.
- The better performing FDR section is consistent with visual observations on site.

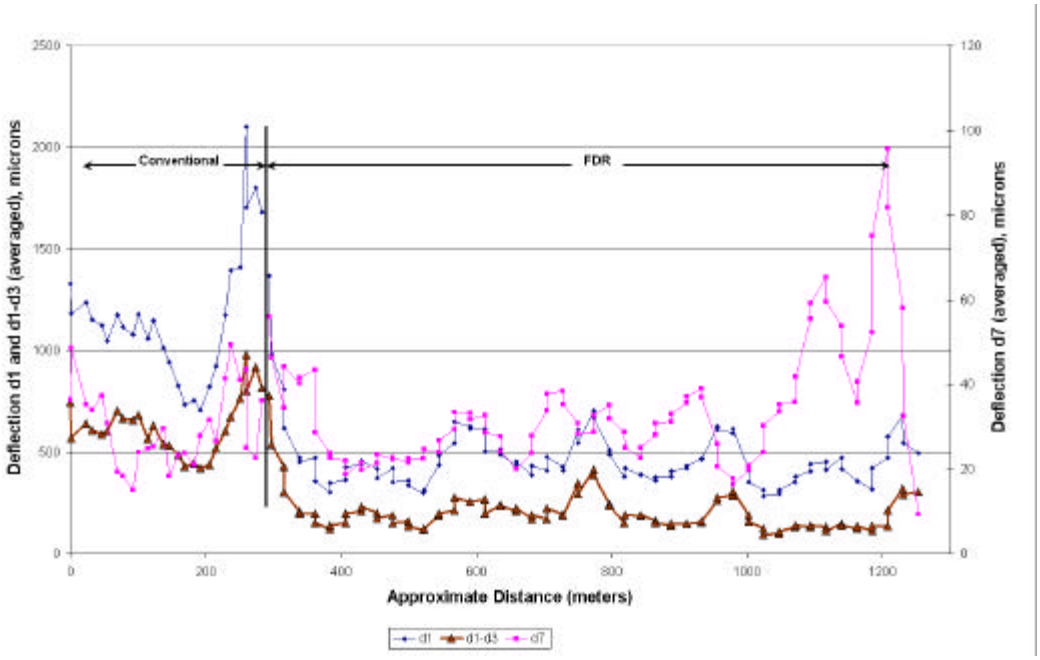


Figure 7 - Deflection Data for Thompson Mill Road, d1 to d7

The statistical information obtained for the areas evaluated are give below in Table 3.

Table 3 - Statistical Information for FWD Data

Section/Statistic	d1	d2	d3	d4	d5	d6	D7
Conventional – southbound							
15 Percentile	893.2	555.1	353.8	181.8	71.6	12.8	8.9
Median	1355.9	861.7	551.6	276.5	129.4	35.5	19.2
85 Percentile	1599.9	1099.9	860.9	584.3	381.2	160.5	52.4
Average	1436.2	946.4	671.0	391.6	226.3	76.4	27.5
Standard Deviation	793.1	620.6	512.2	360.4	246.0	87.6	24.4
Conventional – northbound							
15 Percentile	701.5	444.0	311.3	180.1	102.3	29.4	14.2
Median	984.9	655.3	422.3	204.3	123.6	52.7	24.8
85 Percentile	1152.1	801.1	602.1	396.8	262.0	122.9	52.2
Average	968.0	630.4	445.6	268.2	164.9	69.2	33.6
Standard Deviation	251.4	167.4	136.5	111.8	88.3	49.7	26.4
FDR – southbound							
15 Percentile	283.1	202.3	173.8	132.9	94.4	44.4	19.9
Median	380.4	266.4	225.7	168.9	123.3	60.1	29.0
85 Percentile	544.2	377.8	312.3	249.5	189.9	94.7	46.8
Average	460.0	316.1	258.1	191.5	138.3	69.8	34.4
Standard Deviation	311.2	185.5	130.9	86.3	58.9	33.7	18.8
FDR - northbound							
15 Percentile	272.6	202.1	173.9	136.0	98.6	40.8	16.6
Median	435.7	310.2	254.6	190.4	133.2	61.3	26.5
85 Percentile	755.3	505.8	395.2	289.5	198.4	102.8	48.6
Average	511.2	344.9	277.1	202.8	143.5	68.8	33.2
Standard Deviation	247.9	145.5	104.5	75.2	57.1	35.9	23.2

Analysis of Pavement Stiffness

Deflection Analysis of Pavement Structures (DAPS) software has been used to determine the layer stiffness moduli using a singular value decomposition technique of each pavement layer.

The back analysis algorithm solves for both a two layer elastic system and the thickness of subgrade, or a three layer elastic system and the thickness of subgrade. A least square solution process is applied, employing all the measured deflections as parameters characterizing the bowl. For the pavements tested on this site it was found that the two-layer system, combining the wearing surface with the main structural layer, provided the best analysis of the structure.

A rigid base beneath the subgrade is assumed ('bedrock'). This is an accepted method, to some extent, to allow for known effects of non-linearity within the subgrade soil. The rigid base depth is used as an unknown to be solved for, along with the layer stiffness.

Seed values for the pavement layer and subgrade stiffnesses are obtained from equations published by Thompson (1989), using deflections d0 to d3. These are used to generate trail values of the parameters characterizing the bowl (i.e. the deflections). An arbitrary fixed initial trail value of subgrade thickness is employed, viz. 7m.

As described so far, it is evident that there are 7 known parameters, and 3 unknowns, viz. 2 stiffnesses (E's) and thickness (T). Since there are more parameters than unknowns, an over-determined set of simultaneous equations is set up. These relate changes in the unknowns to changes in the deflections by means of a matrix of partial derivatives, dp_i/dU_j, where p are the deflections and U are the unknowns (either E values or thickness value).

A least squares solution to these simultaneous equations is obtained by an iterative process using, at each iteration, a solution of the over-determined equation set by the Singular Value Decomposition technique (Press et al., 1986).

The difference between the computed deflections based on the initial unknown's estimates (seed values), and the measured deflections are hence minimized by the following procedure for updating the unknowns:

$$P_k a_k = r_k \qquad (10)$$

where:

P_k the kth iteration of the matrix of partial derivatives dp_i/dU_j of the parameters p1, i=1 to 7, with respect to the 'unknown' layer stiffness and thickness U_j, j=1 to 3 or 1 to 4.

a_k the kth difference vector, which is the differences $U_{j,k+1} - U_{j,k}$ between the stiffness/thickness used in the P_k matrix and the new stiffness/thickness $U_{j,k+1}$ to be used in the (k+1)th iteration.

r_k the residual vector of differences between the most recently computed parameters and the parameters represented by the measured deflections.

In the above equations, the partial derivatives comprising the P matrix are estimated numerically, by Elastic Layer analysis. No limits are applied to stiffness values generated by the minimization procedure.

The deflection analysis produced very good matches in all measured cases. This implies that the structural model adopted can adequately represent the pavement structure. A typical example of a measured deflection bowl and the resulting back-calculated bowl is illustrated in Figure 8.

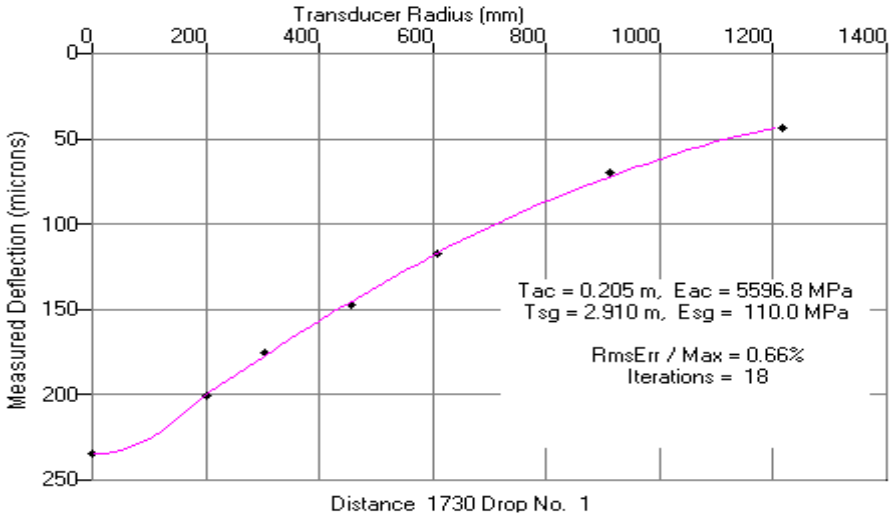


Figure 8 - Typical Measured Deflections and Computed Deflection Bowl

The calculated results in this figure show that the bowl fit produces a root mean square error of 0.6%. Generally, if the rms error is less than 3% the bowl fit is considered acceptable.

Stiffness Results

Generally, stiffness is log-normal distributed about a median value, consequently, the information in has been plotted to show the 15 and 85 percentile stiffness values and the median value. This information is presented in Figure 9, which shows the FDR materials as constructed for this pavement section is variable with stiffness ranging between 1,200 and 5,000 MPa compared to the conventional structure with stiffnesses ranging between

560 and 1,300MPa. The 15-percentile value is typical of the value that would be adopted for pavement design.

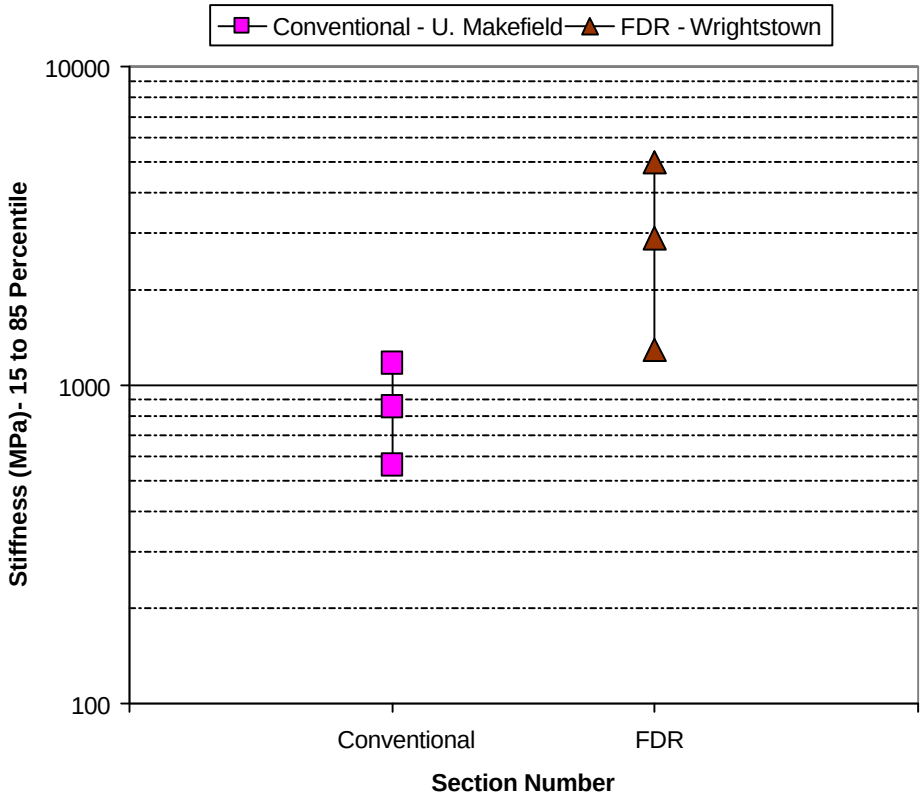


Figure 9 – Stiffness Ranges for Conventional and FDR Pavements

The results plotted in Figure 9 clearly indicate the increased pavement stiffness achieved with the FDR technique. The recommended design stiffness for the FDR material within this would be 1,300 MPa compared to 560 MPa for the conventional section.

Discussion

The stiffness of the FDR material has been assessed with a variety of techniques. The FDR can clearly be classified as a weakly cemented material that would have a series of fine cracks - thus minimizing reflection cracking that occurs with stiffer cement bound materials. The strength measured at 7-days would typically represent 70% of the total strength at 28-days. Consequently, the value of UCS at 28-days would typically equal 285 psi if a 200 psi value is achieved at 7-days. This should be considered when estimating and comparing stiffness values. The different methods suggest the following:

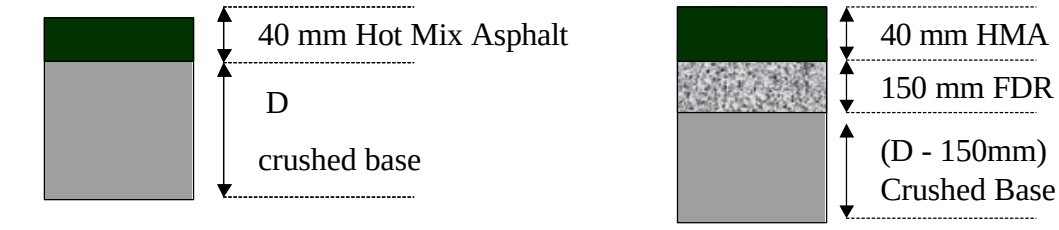
Historical Data - information in Figure 4 suggests that the stiffness would range between 600 to 1,000 MPa for FDR materials.

Indirect Tensile Stiffness	- the test results obtained indicate that for sound material an eighty-five percentile (low) value would approximate to 4,500 MPa. However, this does not consider weaker material that broke in the coring process and consequently this stiffness is anticipated to overstate the overall layer stiffness.
FWD Testing	- this indicates the stiffness of the FDR material to be in the range 1,200 to 5000 MPa (see Figure 9). An eighty-five-percentile value would be >1000 MPa. For the analysis of this layer the asphalt surfacing was also included but the impact on the analysis is expected to be small.

All methods give similar ranges for the stiffness information obtained thus providing validation of the stiffness estimation methods developed in this report.

Pavement Design

Various pavement design options can be developed for FDR stabilized pavements. The option as illustrated in Figure 10 was evaluated for various projects using mechanistic design calculations. The example shown in Figure 10 a conventional pavement structure compared to a FDR structure.



Conventional Road Structure

Alternative FDR stabilized Structure

Figure 10 - FDR Performance Applied to Pavement Design

The results from this analysis are presented in Figure 11 from which the effects of pavement stabilization can clearly be seen on the pavement life. For these calculations a stiffness of 1,000 MPa was used for the FDR materials.

Design calculations of this type demonstrate how a FDR base will extend pavement life compared to conventional materials. This type of work has been proven to be a cost effective pavement solution for many highways constructed in the US.

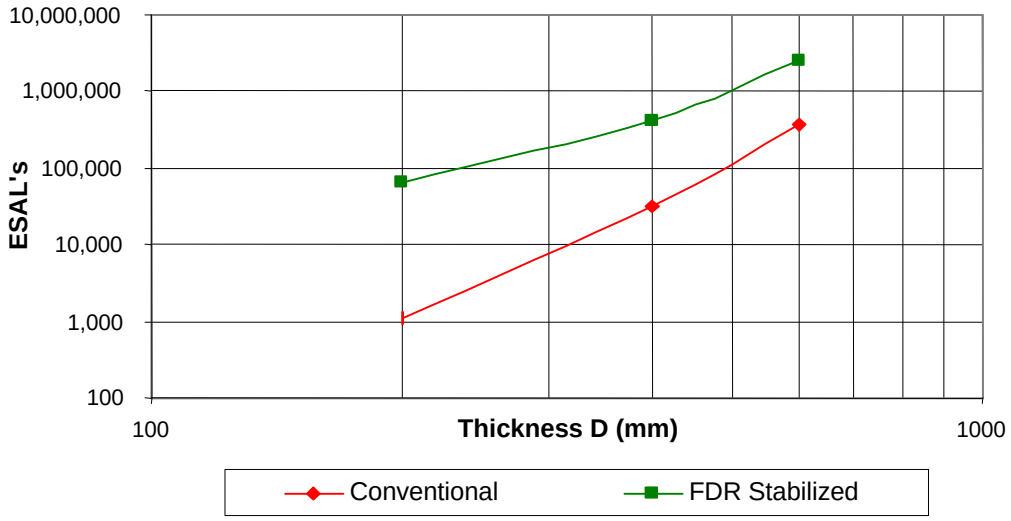


Figure 11 - Allowable ESALs vs. Thickness of Crushed Base, 40mm Asphalt Layer (see Figure 10)

Conclusion and Recommendations

Based upon the work detailed in this paper we can reach conclusions, as follows:

An equation has been established that links stiffness modulus and unconfined compressive strength (Equation 3) for FDR materials.

In order to avoid shrinkage cracks the FDR material should be designed for a 7-day strength of approximately 200 psi. This is supported by other practice around the world. The 7-day strength of 200 psi will give a 28-day strength of approximately 280 psi.

Relationships have been developed between UCS and other material properties. These relationships indicate a standard error of estimate of approximately 80 psi. The relationships can be used to estimate OPC content but care should be taken to ensure that they are used with materials typical of those used in the analysis process.

The 15-percentile stiffness (85 percentile low) obtained from FWD testing was 1,400 MPa and 700 MPa for the good and poor drainage pavement areas respectively.

The results obtained from FWD and Indirect Tensile Tests supports the adoption of Equation 3 for estimation of stiffness modulus.

Acknowledgments

The authors are grateful for the support of Gorman Brothers in the preparation of this paper. In addition, we acknowledge the assistance of Mr. Mark Sharrock for his help with the back analysis of the data from the FWD testing.

References

Catton, M.D., "Basic Principles of Soil-Cement Mixtures and Exploratory Laboratory Results," Proceedings Highway Research Board, Washington, 1937, 17 (2), pp. 7-30.

Chandler, J.W.E., "Design of Ground Floor Slabs," Cement and Concrete Association Technical Report 550, June 1982.

Cooper, K.E. and Brown, S.F., "Development of Simple Apparatus for the Measurement of the Mechanical Properties of Asphalt Mixes," Proceedings, Eurobitume Symposium, Madrid, 1989, pp. 494-498.

Croney, D. and Croney, P., "The Design and Performance of Road Pavements," McGraw Hill, ISBN 0-07-707408-4, 2nd Edition, 1991.

Dawson, A.R., Elliott, R.C., Rowe, G.M., and Williams, J., "Assessment of Suitability of Some Industrial By-Products for Use in Pavement Bases in the United Kingdom," Transportation Research Record 1486, Washington, D.C., 1995, pp. 114-123.

Irick, P.E., Seeds, S.B., Myers, M.G. and Moody, E.D., "Developmet of Performance-Related Specifications for Portland Cement Concrete Pavement Construction," FHWA report FHWA-RD-89-211, ARE Engineering Consultants, October, 1989.

Kearney, E.J., and Huffman, J.E., "The Full Depth Reclamation Process," 78th Transportation Research Board, Washington, DC, January 10-14, 1999.

Kota, P.B.V.S., Sullion, T. and Little, D.N., "Investigation of Performance of Heavily Stabilized Bases in Houston, Texas, District," Transportation Research Record 1486, Washington, D.C., 1995, pp. 68-76.

Larsen, T.J., "Tests on Soil Cement and Cement-Modified Bases in Minnesota," Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Volume 9, No. 1, 1967, pp. 24-47.

Portland Cement Association, "Soil-Cement Mixtures - Laboratory Handbook," Chicago, Illinois, 2nd Edition, 1946.

Press, W.H., Flannery, B.P., Teukolsky, S.A. & Vetterling, W.T. ‘Numerical Recipes", Cambridge Univ. Press, Cambridge, 1986.

Rammanujam, J.M. and Crichton, H., "Findings from Developments in Insitu Recycling with Slow Setting Additives in Queensland, Australia," Transport Research Board Conference, 1999.

Thompson, M.R. "ILLI-PAVE Based NDT Analysis Procedures’, Nondestructive testing of pavements and Backcalculation of modulii, ASTM STP 1026, 1989.

Thompson, M.R. Discussion, 5th Int.Conf.Struct. Design of Asphalt Pavements, Vol.II pp.293-294, 1982.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES DE FIRMES FLEXIBLES RECICLADOS CON CEMENTO

MECHANICAL PROPERTIES OF FLEXIBLE PAVEMENT MATERIALS RECYCLED WITH CEMENT

S. Kolias
Associate Professor
Highway Engineering Laboratory
National Technical University of Athens (NTUA)
5 Iroon Polytehniou st., 15773 - Zografos
Greece
skolias@central.ntua.gr

M. Katsakou
Civil Engineer
PhD student NTUA
Highway Engineering Laboratory, NTUA
Greece
marthak@central.ntua.gr

V. Kaloidas
Dr. Chemical Engineer
Hellenic Cement Research Centre
Greece
info@eket.gr

RESUMEN

Se examinaron en laboratorio las propiedades mecánicas de mezclas bituminosas fresadsas combinadas con áridos de machaqueo en diferentes proporciones y estabilizadas con cemento en proporciones del 3% y 5% en masa. Se realizaron ensayos de compresión, tracción uniaxial y flexotracción en probetas con edades de 1 y 60 días, a fin de investigar la influencia del contenido de materiales bituminosas fresados en la resistencia y en el modulo de elasticidad. Además, se examinó el efecto de la temperatura de las muestras durante la realización de los ensayos a compresión (sobre probetas cúbicas) y a tracción indirecta (sobre probetas cilíndricas). Se llevaron también a cabo ensayos a fatiga en flexotracción, cuyos resultados se analizan en comparación con los obtenidos con materiales granulares convencionales tratados con cemento en lo que se refiere a la susceptibilidad al agrietamiento, tanto bajo movimientos termicos coartados como bajo cargas de trafico.

ABSTRACT

The mechanical properties of milled bituminous materials combined with crushed aggregates in various proportions stabilised with 3% and 5% cement by mass were investigated in the laboratory. Compressive, uni-axial tensile and flexural tests were performed in 1 and 60 days old specimens in order to determine the effect of the content of milled bituminous material in the mix on strength and modulus values. The effect of specimen temperature at the time of test on the compressive (cube) and the indirect tensile cylinder splitting test was also investigated. Flexural fatigue tests were carried out and the results are discussed in comparison to conventional cement bound materials in terms of crack susceptibility under restrained thermal movements, and under traffic loading.

PALABRAS CLAVE

Reciclado con cemento, mezclas bituminosas fresadas, modulo de elasticidad, resistencia a la tracción, fatiga.

KEY WORDS

Recycling with cement, milled bitumimous mix, modulus of elasticity, tensile strength, fatigue.

1. INTRODUCTION

Cold in-situ recycling of flexible pavements with cement is a technique which is becoming an increasingly important feature of the maintenance and strengthening of pavements. The technique consists of in-situ pulverization and mixing with cement and water of the existing top 200-350 mm pavement materials using special machines. The mixture is subsequently shaped and compacted to form the base of an upgraded pavement. The recycled materials consist of a mixture of milled bituminous mix and unbound granular materials (UGM) existing in the top 200-350 mm of the pavement, the proportions of each constituent depending mainly on the thickness of the asphalt and UGM. These recycled materials are considered as cement stabilized/bound materials and the design requirements in terms of material properties and in terms of pavement thickness are mainly based on this assumption (1,2).

The properties of the recycled materials are studied for each construction site and considerable knowledge on the compressive strength of these materials has been accumulated. However, since the thickness of the asphalt and of the UGM layers in the pavement is not always constant, the proportions of the milled bituminous mix (MBM) and of the UGM in the recycled mixture may vary not only between various jobs but also within the same job. On the other hand the milled bituminous mix incorporated in the recycled material consists of aggregates coated with bitumen and -more importantly- of agglomerations of fines bonded together with bitumen. These grains differ significantly from the grains of conventional granular materials since the bituminous coat will alter the bond characteristics and also will allow more deformation within the interlayer. More importantly, the mechanical characteristics of the agglomerations of fines bonded together with bitumen (grains of bituminous mortar) are considerably different from those of conventional aggregates. The amount of these two types of "aggregates" in the recycled mixture will significantly alter the mechanical properties of the recycled material, the degree of change depending on the proportion of the MBC in the mixture.

For the above stated reasons a systematic investigation of the influence of the proportions of MBM and of UGM on the mechanical properties of the cement recycled flexible pavement materials is considered necessary. The aim of this work is an attempt to satisfy this necessity. It is a continuation of previous research work (3,4,5) which was used as a guide for the present study.
Three Laboratories participated in the research programme each having a specific part of the research to carry out on the same materials which also included a prescribed overlap in terms of the same tests and/or similar tests in order to check the confidence on the measured properties.

2. EXPERIMENTAL PROGRAMME

Crushed Limestone Aggregates (CLA) and Milled Bituminous Concrete (MBC), from the repair works of a pavement, were combined in the laboratory in proportions (%) by mass 100-0, 75-25, 50-50, 25-75, 0-100 respectively in order to reproduce the whole range of combinations of materials which could be obtained when the method of recycling with cement of flexible pavements is used. These mixes were designated I, II, III, IV and V. The grading of the CLA and MBC is given in Table 1. 3% and 5% (by mass of the dry materials)

Portland cement (CEN II B-M/32.5) was used representing, the first, the minimum quantity accepted by many specifications and the second, a percentage in the higher range of percentages used in practice.

Table 1 : Grading of CLA and MBC

Sieve (mm)	Sieve openning (mm)	CLA % passing	MBC % passing
3/4"	19.05	99.8	98.0
5/8"	15.85	94.9	96.5
1/2"	12.7	84.5	81.9
3/8"	9.52	70.3	68.5
1/4"	6.35	61.1	61.5
? o. 4	4.76	55.1	54.4
? o. 8	2.38	46.3	30.8
? o. 16	1.19	35.7	16.4
? o. 30	0.59	26.1	6.3
? o. 50	0.297	20.8	2.9
? o. 100	0.149	16.2	1.2
? o. 200	0.074	12.9	0.3

The experimental programme included the determination in 1day and 60 days of a) the compressive strength (cube or/and equivalent cube) b) the tensile strength (uni-axial, flexural, indirect cylinder splitting), and c) the modulus of elasticity (in uni-axial compression, uni-axial tension and in flexure). The effect of specimen temperature at testing on cube compressive strength and on cylinder splitting tensile strength with specimens 2 or 3, 7 and 60-days old was also investigated. The programme also included flexural fatigue tests on 60-day old specimens for mixes I (100/0), III (50/50) and V(0/100) for 3% and 5% cement. Mix I (100/0) was included in the investigation for comparative reasons in order to have a reference mix (whose fatigue properties are known from previous investigations) tested under the same conditions as the mixes III and V. A limited number of petrographic/microscopic examinations were also carried out on slices of a specimen of mix III (50/50) with 3% cement in an attempt to study the structure of this complex material (cement bound combinations of stone aggregates, asphalt mortar grains and aggregates coated with asphalt). Creep tests are being presently carried out in order to assess the beneficial effect of creep deformations on the temperature induced stresses. Preliminary investigation (4) suggested that considerable reductions of temperature-induced stresses may be calculated due to relaxation.

3. SPECIMEN PREPARATION

The mixture was prepared by mixing the predetermined quantities of CLA and MBC with water (5.2% by mass of the dry material) for 2 min. The mix remained covered for 20 min, so that a large amount of water absorption could take place, and subsequently 3% or 5% cement was added and the mixing was continued for 3 min.
The specimens (100mm cubes, ϕ=100mm h=200mm cylinders, 100mmx100mmx500mm prisms and 100mmx100mmx400mm beams) were compacted to refusal with a vibrating hammer under pressure. Next day the specimens were demoulded, wrapped with plastic foil and put into the curing room (20±1 ^{o}C, 96%±2 RH) until testing.

4. TESTING

The compressive tests (cubes, equivalent cubes from portions of beams and prismatic specimens tested in flexure or direct tension) were carried out at constant rate of load application 0.058 MPa/s.

The uni-axial tensile tests for specimens (prisms 100mmx100mmx500mmm)of low strength (1 day old, 3%cement) were carried out with the specimens in horizontal position in a special testing device developed for this research work (Fig 1 and 2).

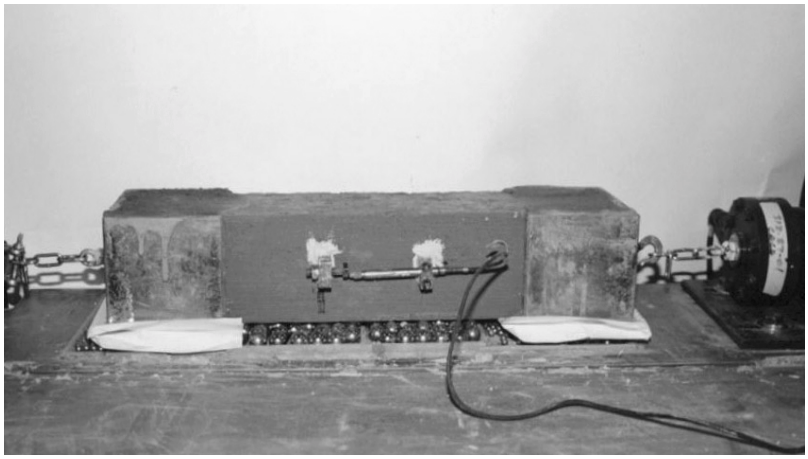


Figure 1 : Special testing device for tensile test of low – strength materials

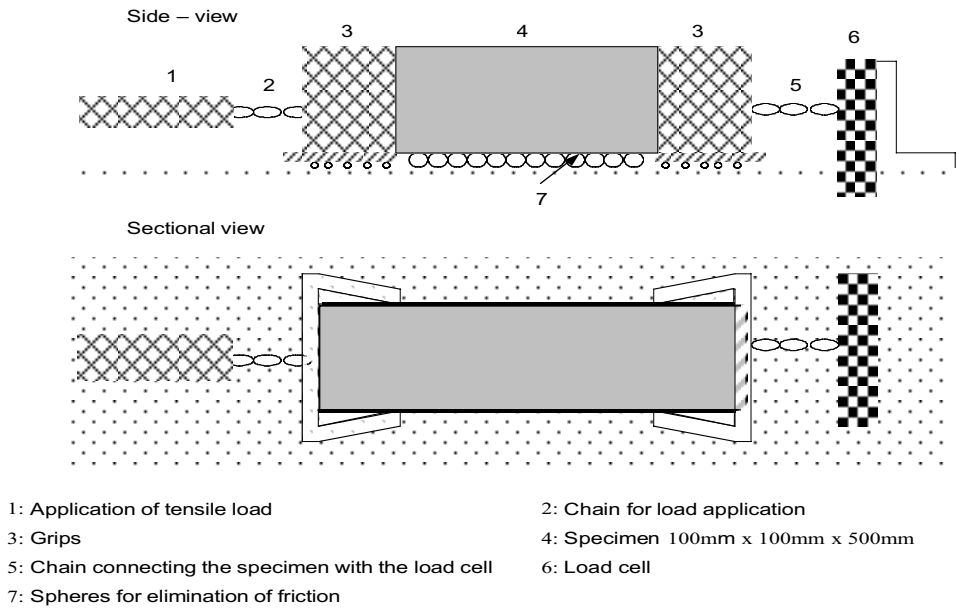


Figure 2 : Special testing device for horizontal tensile tests (schematically)

The specimen resting on the bottom mould plate was brought on the same level with the testing device and the specimen was gently pushed until it rested on the mat of metal spheres of the device. Two metal grips in the form of Π with an inclined pair of legs were put at the specimen ends. The wedge-type gap between the specimen and the grips was subsequently

filled by pouring a quick setting cement-based slurry. The specimen was ready for testing after 30 min. During this period the specimen remained covered with plastic sheets in order to eliminate drying. The stresses and the strains were continuously monitored by a load cell and two LVDT's positioned on the sides of the specimen with a gauge length of 100mm. The test was carried out at a constant speed of deformation 2.0 mm/min. The device was proved very successful since only 11 % of failures occurred at, near, or inside the metal grips.
The tensile tests for specimens of higher strength (prisms 100mmx100mmx500mm) were carried out vertically on a 100kN testing machine using an improved type of scissors grips (Fig3) initially developed for concrete (6) and extensively used for cement stabilized materials (7,8). This type of grips allowed immediate positioning and testing of the specimens without any preparation. After the specimens were inserted into the grips, two LVDT's were positioned on opposite faces with a gauge length of 100 mm. A small modification of the grips - by inserting two machined metal blocks at the two ends of the grips - allowed compressive load to be applied before the tensile test. It was thus possible to determine the modulus of elasticity in compression by applying a compressive load of 30 % of failure load before the tensile test up to failure. The tensile load was applied with a rate of 0.02 MPa/s.

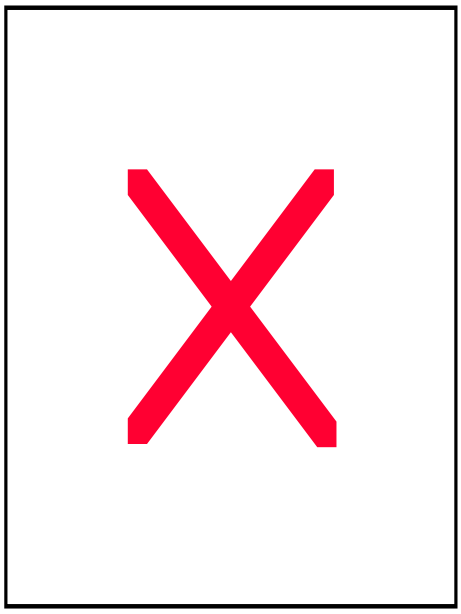


Figure 3 : Scissors grips for uni-axial tensile tests.
(In this instance the scissor grips are not closed and the specimen is resting on the load cell. The arrangement is ready for application of compressive load in order to determine modulus of elasticity in compression prior to testing in tension).

The flexural tests (beams 100mmx100mmx400mm) were carried out on the testing machine with a constant rate of stress application 0.06 MPa/s. The mid-span deflection and the load were also monitored in order to determine the stress-deflection curve and the modulus of elasticity in flexure. Splitting tensile tests were carried out on cylindrical specimens (ϕ=100mm, h=200mm) according to prEN112362-1997 with a rate of stress application 0.06 MPa/s.

In order to examine the effect of specimen temperature at the time of testing the specimens were conditioned for 24 hrs before testing at temperatures 0, 20 and 35 ^{o}C and were taken out from the temperature conditioning cabinet 5min before testing.

5. PRESENTATION AND DISCUSSION OF RESULTS

5.1 Strength and modulus of elasticity tests (20 °C)

Figures 4, 5, 6 and 7 show the influence of MBC content on the compressive strength (Fig 4 cubes, Fig 5 equivalent cubes), uni-axial tensile strength (Fig 6), and flexural strength (fig7). It can be seen that in general the compressive strength is reduced as the content of MBC in the recycled mixture is increased.

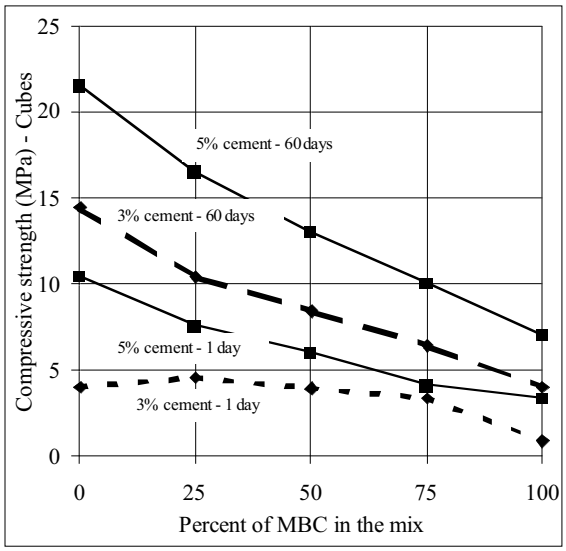


Figure 4 : Effect of the milled bituminous concrete percent on compressive strength (Cubes)

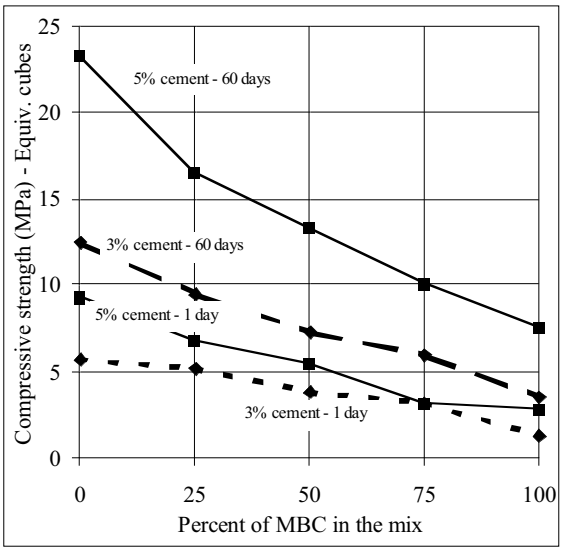


Figure 5 : Effect of the milled bituminous concrete percent on compressive strength (Equivalent Cubes)

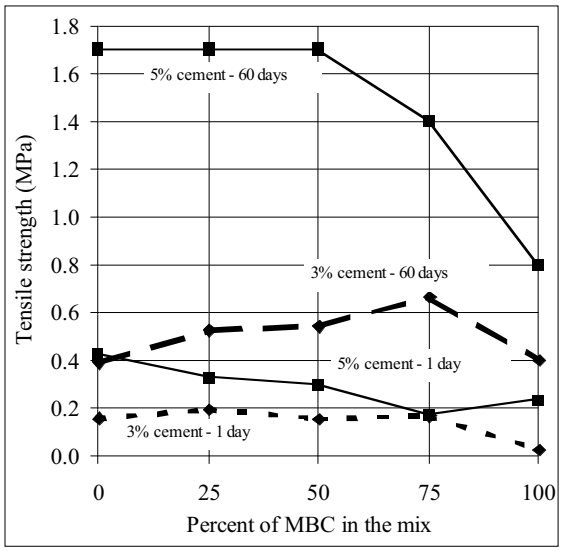


Figure 6 : Effect of the milled bituminous concrete percent on tensile splitting strength

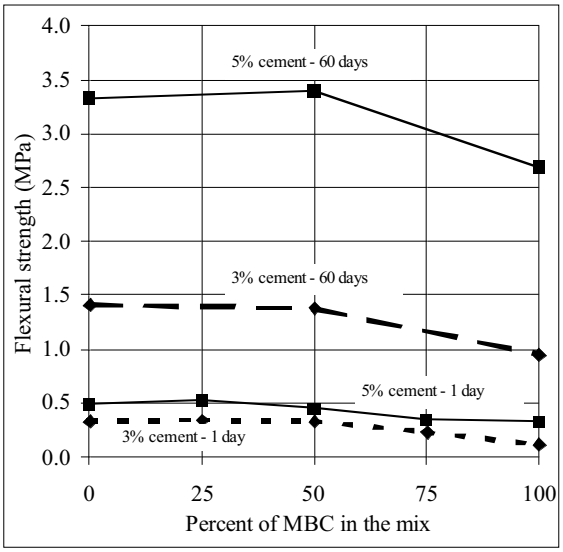


Figure 7 : Effect of the milled bituminous concrete percent on flexural strength

The results are in agreement with the results of a previous research (4) in which MBC and CLA from different source were used. However, the tensile strength (uni-axial, or flexural) does not follow exactly the same pattern. It can be seen that for 5% cement at 60 days the

tensile strength does not change value for MBC content 0%, 25%, and 50% and decreases for higher contents. For relatively low strength mixes (3% cement or /and 1-day old specimens) the tensile strength (uni-axial or flexural) decreases slightly or remains constant up to 50% MBC or even slightly increases (uni-axial tension 3% cement 60 days) but the changes are within the experimental error of such tests. It should be noted that in order to confirm these findings additional tests were carried out for the case of 3%cement at 60 days and the results shown are based on 6 specimens.

This behaviour is not in agreement with previous work (4) involving different MBC and CLA but is in agreement with the tensile splitting tests carried out by another laboratory within the framework of this research programme on the same materials (Fig 8). It can be seen that again the compressive strength decreases as the MBC content is increased while the tensile strength is slightly increased up to 25% MBC and then decreases for higher contents. This behaviour could be attributed to the contribution of the particular type of MBC especially in bond strength but further investigation is needed involving different MBCs and CLAs.

Fig. 9 shows the effect of MBC content on the modulus of elasticity in tension. It can be seen that the modulus is decreased as the MBC content in the mix is increased. Although not shown in this report, the modulus values determined by tests in compression and by tests in flexure confirm the above observation. Also this is confirmed by the results of the previous work (4). This behaviour can be attributed to the contribution of the low modulus values of the asphalt mortar grains and to the greater deformations occurring at the interface of aggregates coated with bitumen and cement particles. The implications of these findings to pavement design will be discussed later in this report.

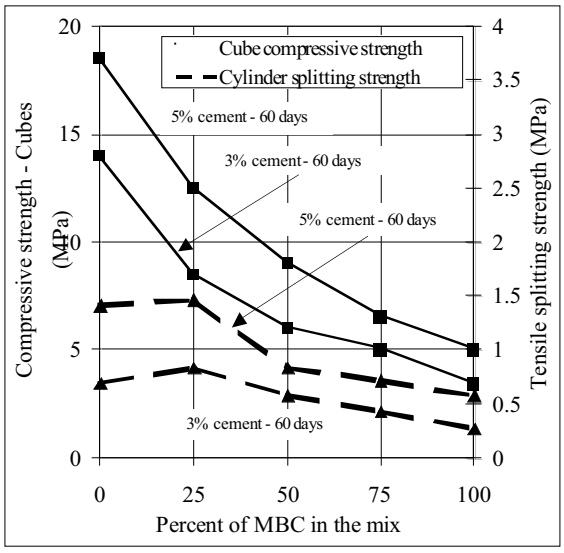


Figure 8 : Effect of the milled bituminous concrete percent on compressive and tensile splitting strength (Cubes – Cylinders)

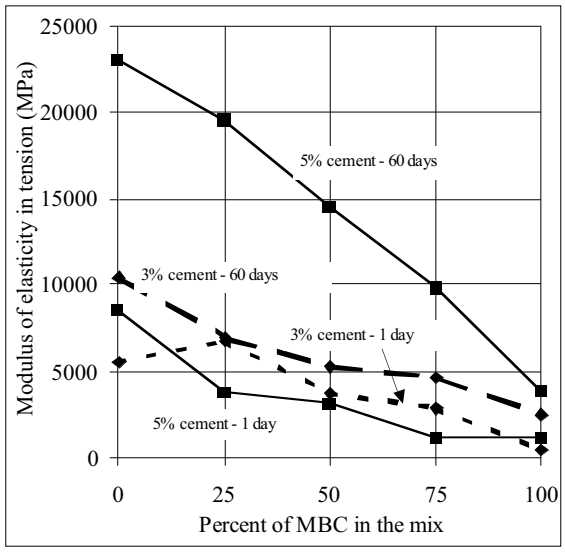


Figure 9 : Effect of the milled bituminous concrete percent on modulus of elasticity in tension

5.2 Effect of specimen temperature on strength

The work reported here examined the influence of temperature on strength only. The influence on the modulus of elasticity was examined in another research work (5).

The effect of specimen temperature on compressive (cube) and indirect tensile strength is shown in Figures 10, 11, 12, and 13.

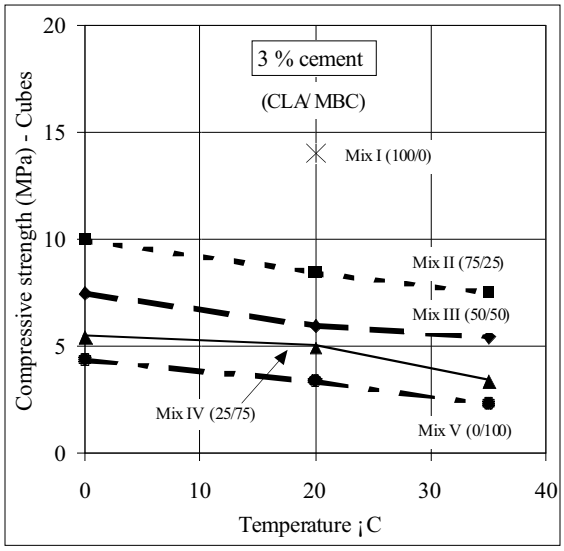


Figure 10 : Effect of specimen temperature on compressive strength (3% cement)

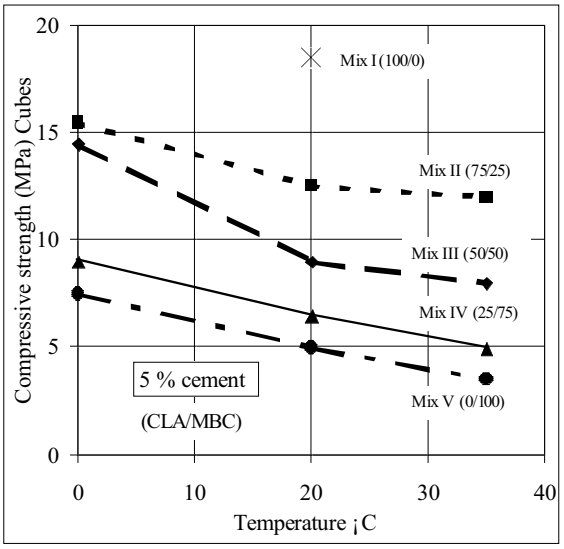


Figure 11 : Effect of specimen temperature on compressive strength (5% cement)

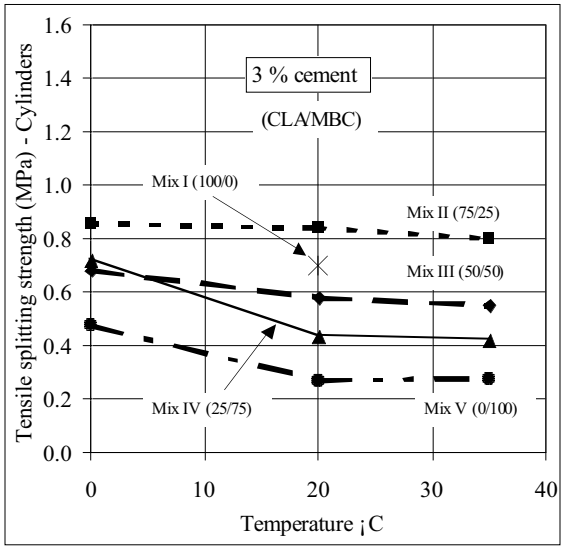


Figure 12 : Effect of specimen temperature on tensile splitting strength (3% cement)

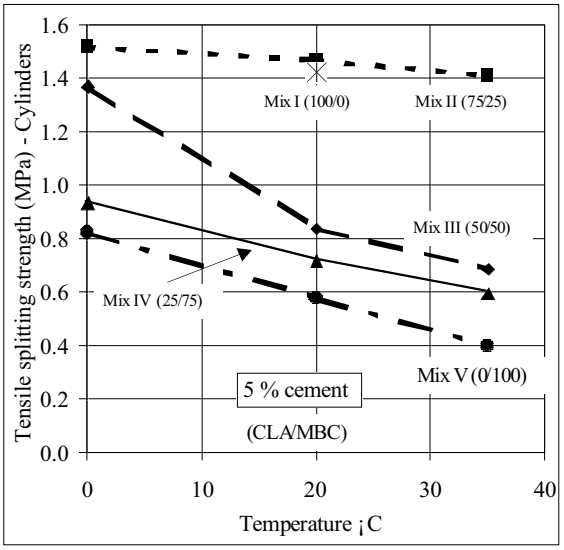


Figure 13 : Effect of specimen temperature on tensile splitting strength (5% cement)

It can be seen that as the temperature is decreased the strength is increased and this is attributed to the increased strength of the MBC particles at lower temperatures. It is also evident that the effect of temperature is greater as the MBC content increases. However, it should be noted that in the majority of the cases of recycled flexible pavements, the content of MBC will rarely exceed 50% and a preliminary study within this research work indicated that for Greek conditions the effect on pavement design is very small. This can be explained by the fact that the decrease of strength which takes place in the case of ambient temperature increase is accompanied by a decrease of the modulus of elasticity of the material (5) and therefore, traffic induced stresses at the bottom of the recycled layer also decrease.

5.3 Fatigue tests

Two-point loading flexural fatigue tests were carried out on mixes I (100/0), III (50/50) and V (0/100) using an servo-hydraulic machine. The specimens had dimensions 100mmx100mmx400mm and they were loaded sinusoidally at a frequency of 10Hz without load interruptions. The mid-span deflection was measured with two LVDT's. All tests were carried out at room temperature 23 ^{o}C while the specimens remained wrapped with thin plastic sheet in order to avoid drying during testing. An electronic thermometer was kept under the plastic cover always in contact with the side of the specimen near the center of the span in order to measure specimen temperature during testing. No temperature change was observed but no attempt was made to measure specimen temperature internally. The tests were carried out under the controlled stress mode. A minimum lower load of 0.1 kN was always kept constant (in order to avoid specimen moving from its initial position) and the maximum load was set at the beginning of the test according to the testing programme between 85% and 60% of the failure load under quasi static loading.

The results are shown in Fig.14 in terms of the ratio _/f (applied stress to quasi static strength) vs applied load repetitions (N) for materials I, III, and V.

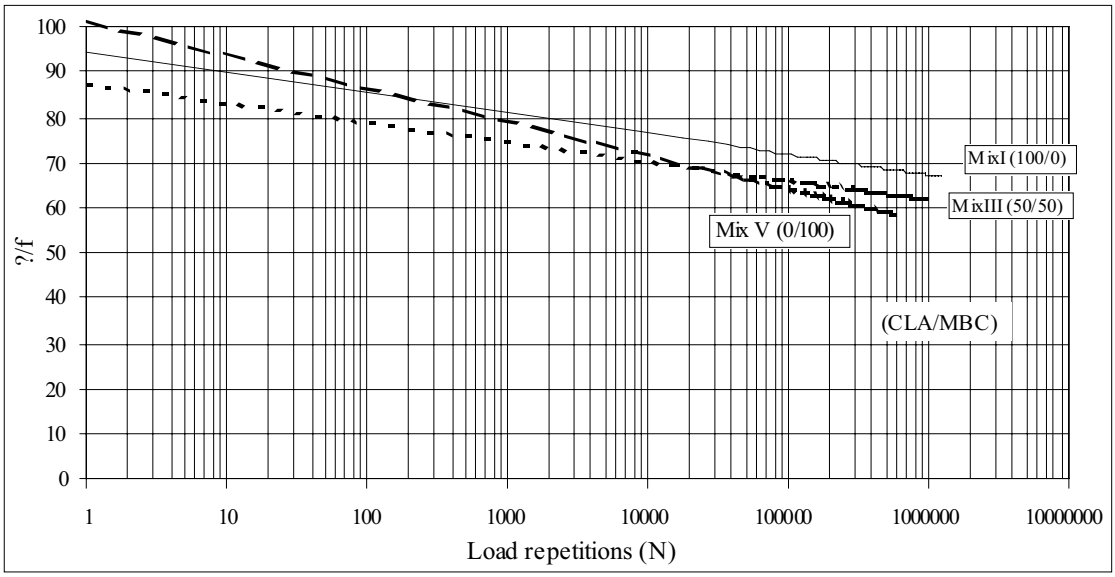


Figure 14 : Fatigue results of nixtures I (100/0), III (50/50) and V (0/100)

While the number of specimens tested is not considered enough to derive quantitative relations with the required confidence limits, the results clearly show that as the MBC content in the mix increases, the fatigue line moves to the left and becomes steeper. A similar trend was reported on splitting tensile fatigue tests on cylindrical specimens of recycled mixtures with emulsion and/or cement (9). The fact that the fatigue line for conventional cement bound materials (CBM) derived in this work is in agreement with published data on these materials (7,10) and that all the tests were carried out with the same machine under the same conditions, gives increased confidence on the results of the present study. The difference in behaviour is attributed to the MBC content as it is clearly shown in Figures 15, 16 and 17 which give typical mid-span deflections of materials I, III, and V during testing.

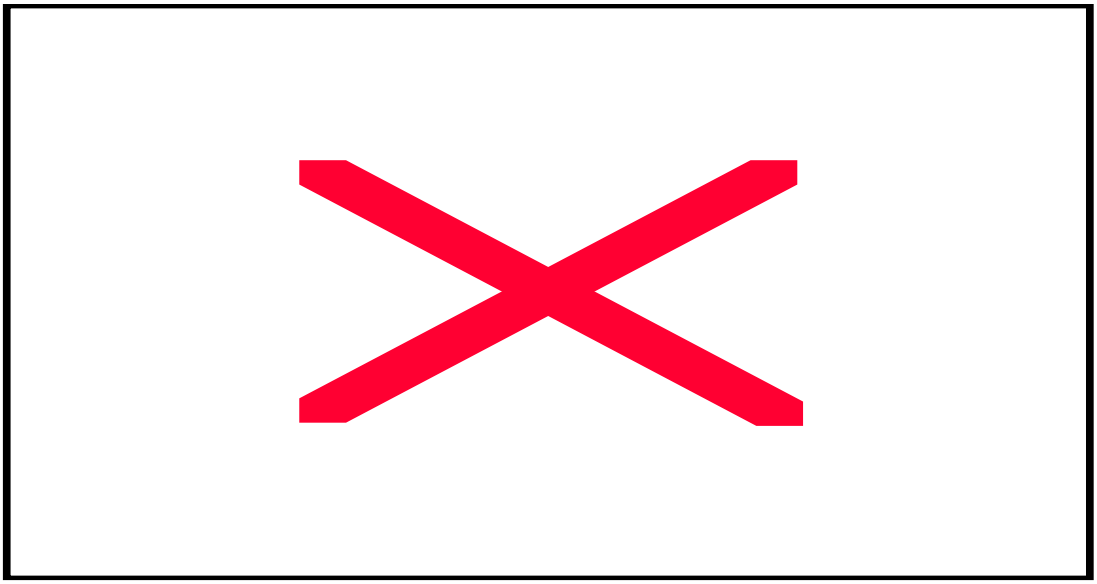


Figure 15 : Variation of the elastic and permanent deformation during fatigue test Mix I (100/0), _/f=0.70

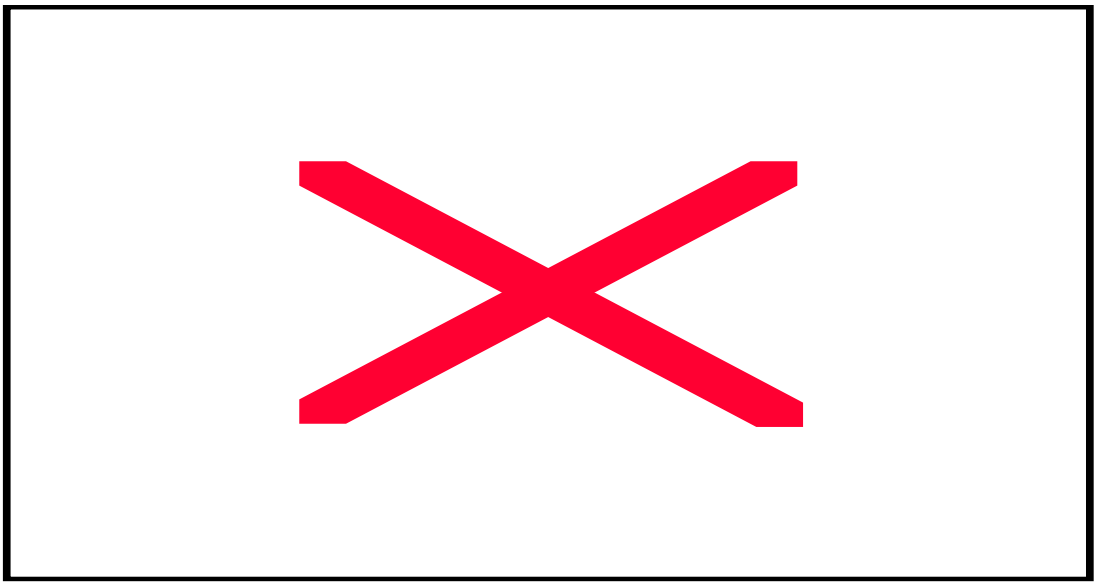


Figure 16 : Variation of the elastic and permanent deformation during fatigue test Mix III (50/50), _/f=0.60

The lower point of the band of vertical lines represents the minimum deflection corresponding to the permanent specimen deformation while each vertical line represents the elastic deformation, recorded during 10 loading cycles. It can be seen that for material I (fig. 15) the permanent deformation increases rapidly at the first load repetitions and gradually stabilizes at approximately $N=10^5$. At $N\approx6.5x10^5$ starts again to increase, at the beginning gradually, and at $N\approx9*10^5$ the increase becomes rapid until failure at $N\approx10^6$. The elastic/recoverable deformation is constant up to $N\approx5x10^5$ after which it starts to increase, a fact indicating that the stiffness of the specimen is decreasing, which is attributed to initiation and propagation of cracks. The rate of elastic deformation increase becomes higher when the specimen

approaches failure. The behaviour of material V (fig 17) is different, since both permanent deformation and elastic/recoverable deformation continually increase until failure. This is attributed mainly to the large number of particles of bituminous mortar which act as low modulus inclusions in a matrix of greater stiffness and to the greater deformation which is permitted by the aggregates coated with bitumen. The behaviour of mix III (fig 16) is intermediate between that of mix I and that of mix V. Obviously the greater the content of MBC in a recycled mix the larger deformations are permitted and the behaviour of the material will increasingly be governed by the mechanical properties of MBC.

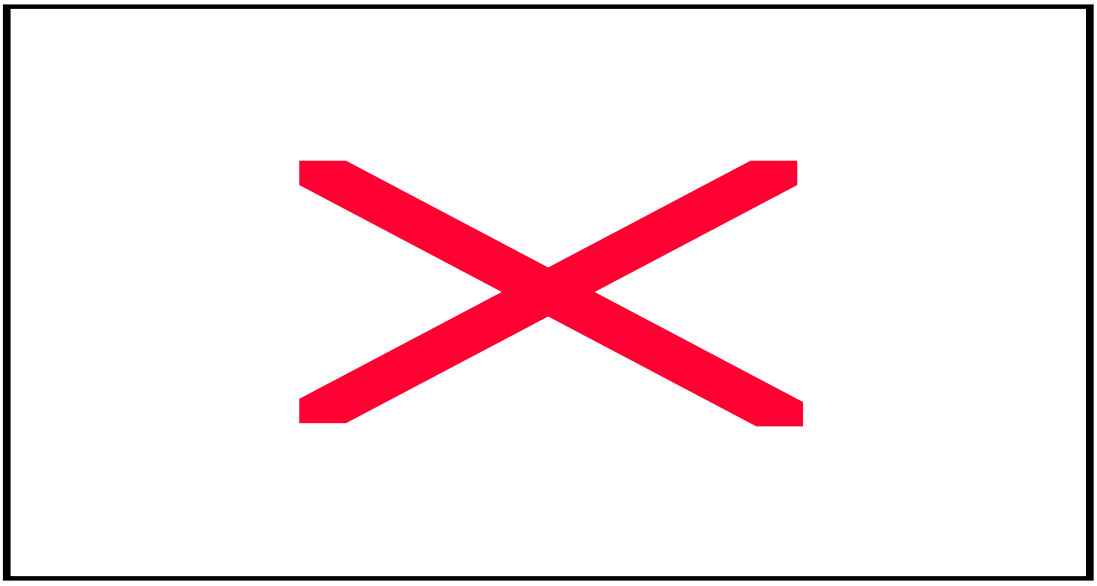


Figure 17 : Variation of the elastic and permanent deformation during fatigue test Mix V (0/100), _/f=0.60

From the practical point of view it should be stressed out that the majority of recycling with cement projects will have an MBC content not exceeding 30% or at most 50% and therefore the fatigue behaviour of the mixes will be between the lines of mix I and of mix III, closer to that of mix I. Taking into consideration the large scatter of results which characterizes fatigue tests in general, it seems, on the basis of this limited number of fatigue tests, that for the majority of the recycling projects there is no need to modify the assumptions made by the various design procedures (1,2).

It is considered interesting to compare the fatigue behaviour of the mix V (0/100) with the fatigue behaviour of a conventional asphaltic concrete (with 6% bitumen and virgin crushed aggregates). For loading level _/f = 0.6 the stress applied to mix V was 0.6MPa and 1.56 MPa for 3% and 5% cement respectively and the load repetitions to failure were $4*10^5$. The strain which should be applied to the conventional asphaltic concrete specimens, assuming a stiffness modulus 6000 MPa (10Hz, 23 ^{o} C), should be $1*10^{-4}$ and $2.6*10^{-4}$ in order to induce stresses equal to 0.6 MPa and 1.56 MPa respectively. For these strain levels, the load repetitions until failure of the conventional asphaltic concrete are $2.5*10^5$ and $8*10^3$ [$N= 1*10^{-9}(1/_)^{3.6}$] (11) and can be compared to $4*10^5$ repetitions corresponding to the recycled mix V with 3% and 5% cement respectively. It can be seen that- with the above made assumptions- the load repetitions of the recycled mix range between 1.6 (for 3%cement) and 50 (for 5% cement) times greater than those of the conventional asphaltic concrete.

5.4 Crack susceptibility

It has been suggested (12,13) that the major material factor governing the crack susceptibility of cement bound materials due to restrained thermal cracking, is the ratio of tensile strength to modulus of elasticity (f/E). The higher the ratio is the less crack susceptible the material becomes. This ratio is shown in Fig 18 vs MBC content. It can be seen that as the MBC content increases the crack susceptibility decreases, indicating that the measures of inducing cracks in the recycled layers may be considered as a measure which adds to the safety margin as the MBC content increases.

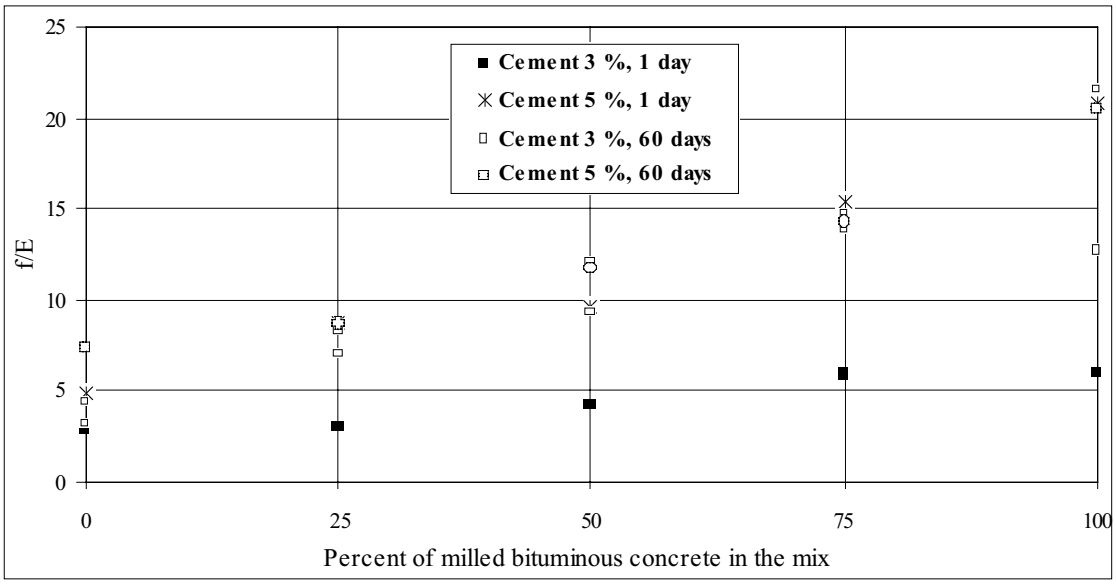


Figure 18 : Effect of the milled bitumimous concrete percent on f/E

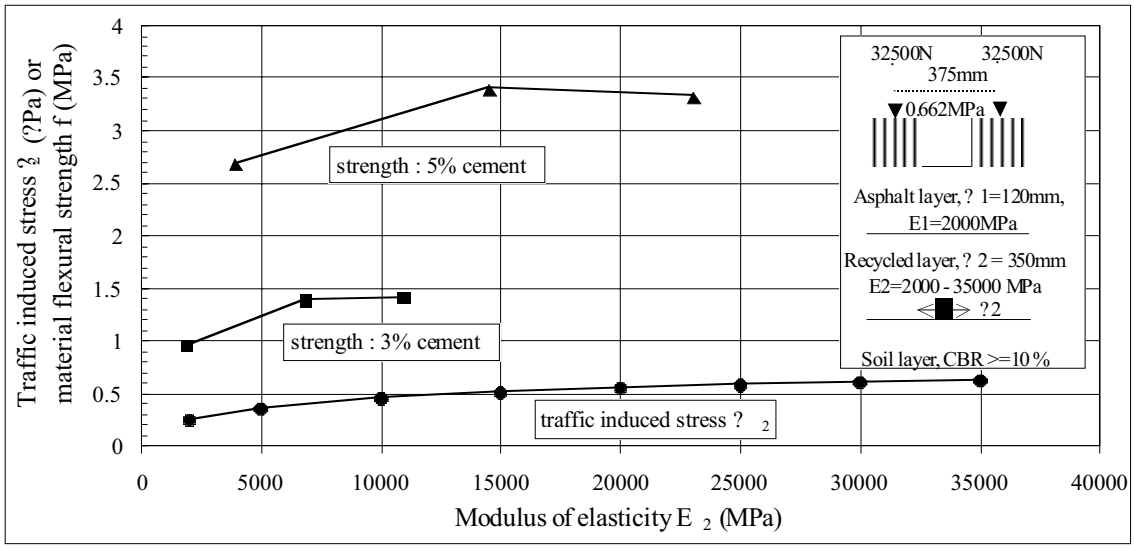


Figure 19 : Traffic induced stresses compared to flexural strength of the mixes I, III and V vs modulus of elasticity of the recycled material

On the other hand crack susceptibility due to traffic induced stresses is mainly governed by the ratio of modulus of elasticity to strength, since traffic induced stresses are primarily influenced by the load bearing capacity of the recycled layer which means by its modulus of

elasticity. It can be seen in fig18 that as the MBC content is increased the ratio _/f is decreased which means that for the same axle loading the ratio E/f or the ratio of induced stress to strength (_/f) becomes lower. This is confirmed in Fig 19 in which the stresses developed in the underside of the recycled layer of the pavement, shown inset in the figure, are compared with the flexural strength of mixes I, III, and IV for 3% and 5% cement.

The flexural strength in this figure is plotted against the corresponding values of modulus of elasticity in uni-axial tension determined for mixes I, III, and IV. It can be seen that the values of _/f are reduced from 0.18 to 0.15 and 0.11 and from 0.32 to 0.29 and 0.26 for mixes I, III and V with 5% and 3% cement respectively.

6. CONCLUSIONS

The materials which are produced by stabilizing with cement combinations of conventional pavement granular materials with various proportions of milled bituminous mixes have their own specific properties which seem to be, in general, beneficial for pavement design allowing the estimate of a promising in-situ behaviour provided that they are properly taken into consideration. More specifically :

1. The compressive strength and the modulus of elasticity are decreased as the content of MBC is increased.
2. The flexural, uni-axial, or splitting tensile strength does not decrease for low MBC contents but rapidly decreases for higher contents. This finding may be applicable to the materials tested only and further research is needed in order to find whether this is true with other materials used in pavement construction.
3. Strength in compression or in tension is higher as the temperature is lower. The effect of temperature on strength is increasing as the MBC content in the mix increases.
4. In comparison to conventional cement bound materials the fatigue line gradually moves to the left and becomes steeper as the content of MBC is increased. More research is needed in order to establish quantitative fatigue relationships for various contents of MBC.
5. The crack susceptibility due to restrained movements or loading is decreased as the MBC content is increased.

7. ACKNOWLEDGEMENTS

This work was financed by the Hellenic Cement Industry Association and the authors would like to express their appreciation for the permission to publish the results and the opportunity given to them for carrying out this reaseach.

8. REFERENCES

1. Jofré C., Kraemer C., Diaz Minguela J., "*Manual de firmes reciclados in situ con cemento*", IECA 1999.

2. Milton L.J. and Earland M., "*Design guide and specification for structural maintenance of highway pavements by cold in-situ recycling*", TRL, CSS, Highways Agency, Colas, TRL Report 386, 1999.
3. Kolias S., Vassiliou C., Yiotis A., "*Pavement rehabilitation by cold in-situ recycling of bituminous mixes with cement*", Bulletin of the Public Works Reseach Center No 3-4, July –December 1983, (in Greek).
4. Kolias S., "*Mechanical Properties of cement-treated mixtures of milled bituminous concrete and crushed aggregates*", Materials and Structures Vol. 29, August/September 1996, pp. 411-417.
5. Kolias S., "*The influence of the type of loading and temperature on the modulus of elasticity of cement-bound mixes of milled bituminous concrete and crushed aggregates*", Materials and Structures, Vol. 29, November 1996, pp. 543-551.
6. Johnston C.D., and Sidwell E.H., "*Testing Concrete in Tension and in Compression*", Magazine of Concrete Research, Vol. 20, No. 65, Dec. 1968, pp. 221-228.
7. Kolias S., and Williams R.I.T., "*Estimation of the modulus of Elasticity of Cement Stabilised materials*", Geotechnical Testing Jounal, GTJODJ, Vol. 7, No. 1.
8. Kolias S., and Williams R.I.T., "*Cement-bound Road Materials : Strength and Elastic Properties Measured in the Laboratory*", TRRL Supplementary Report 344, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorn, UK 1978.
9. Rossberg N., and Nkwonkam E., "*Erste Ergebnisse von Ermüdungsversuchen an Kaltrecyclinggemischen mit Zement und Bitumen als Bindemittel*", Kollooquim Prüfung und Bewertung von Konstructionsschichten T.U. Dresden , Dresden 21-22-07-1998, Heft 8.
10. Raithby K.D., and Galloway J.W., "*Effects of moisture condition, age and rate of loading on fatigue of plain concrete*", Symposium on fatigue of concrete, American Concrete Institute, Detroit, March 1974, Special Publication SP41.
11. Cooper K.E., Pell P.S., "The effect of mix variables on the fatigue strength of bituminous materials", Transport and Road Research Laboratory, TRRL Lab. Rep. 633, 1974.
12. Taylor G.D., and Williams R.I.T., "*Restrained thermal contraction in lean concrete roadbases*", Highways & Public Works Vol. 49, No. 1856, July 1981 pp. 6-12.
13. Williams R.I.T., "*Cement-Treated Pavements*", Elsevier Applied Science Publishers, London 1986.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

CEMENT STABILIZATION OF MILLED ASPHALT CONCRETE SURFACE

ESTABILIZACIÓN DE CEMENTO DE MEZCLAS BITUMINOSAS FRESADAS

T. Ruenkrairergsa
Director, Road Research and Development Center
Department of Highways
Thailand
ayatan@mozart.inet.co.th

ABSTRACT

Laboratory evaluation on cement stabilized milled asphalt concrete from two roads in Thailand is conducted. Both milled asphalt concrete chips are mixed with cement for 1, 3, 5 and 7 percent by weight, are cured for 1, 3, 7, 14 and 28 days before being tested for unconfined compression and CBR. In addition some tests are conducted on the sampled milled asphalt concrete mixed with 50 percent crushed rock. A number of conclusions could be drawn as follows.

1. Milled asphalt concrete requires 6.5 percent cement by weight to develop an unconfined compressive strength of 1.75 N7mm^2 after 7 days curing.
2. Milled asphalt concrete requires 4.0 percent cement by weight to develop a soaked CBR over 100 after 7 days curing.
3. Milled asphalt concrete mixed with 50 percent crushed rock required only 2 percent cement to develop both UCS criteria.
4. Asphalt content in the milled asphalt concrete is 4.0 - 4.3 percent.
5. Results obtained could be used to set up the specifications for cement in-place recycling of the existing asphalt concrete wearing course, and of the asphalt concrete wearing course mixed with crushed granular base for field quality control.

RESUMEN

Se lleva a cabo una evaluacion de laboratorio sobre la estabilización de mezclas bituminosas fresadas procedentes de dos carreteras de Thailandia. En ambos casos, las partículas fresadas se mezclaron con cemento en proporciones del 1 ,3, 5 y 7 por ciento en peso, y se curaron durante 1, 3, 7, 14 y 28 dias antes de determinar su resistencia a compresion sin confinamiento lateral y su índice CBR. Se realizaron también ensayos combinando las mezclas fresadas con áridos de machaqueo en una proporción del 50%. Se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. Las mezclas fresadas requieren un 6,5 por ciento de cemento en peso para desarrollar una resistencia a compresión de 17.5 kgs/cm2 despues de 7 dias de curado.
2. Las mezclas fresadas requieren un 4,0 por ciento de cemento en peso para desarrollar un CBR saturado superior a 100 después de 7 dias de curado.
3. Las mezclas fresadas combinadas con un 50 por ciento de árido de machaqueo requieren solamente un 2 por ciento de cemento para obtener los valores anteriores.
4. El contenido de betún de las mezclas fresadas es del 4,0 – 4,3 por ciento.
5. Los resultados obtenidos podrian ser utilizados para elaborar unas especificaciones sobre mezclas bituminosas recicladas in situ con cemento, y sobre mezclas bituminosas combinadas con bases granulares de machaqueo, para el control de calidad en obra.

KEY WORDS

Aggregate, cement, pavement, recycling

PALABRAS CLAVE

Árido, cemento, firme, reciclado

1. INTRODUCTION

Asphalt roads will be deteriorated after open to traffic for some years. Overlaying with new asphalt concrete is generally made on the top of the existing pavement form time to time. As a consequence, some present asphalt roads in Thailand will have rather thick layer of asphalt concrete surface in a range of 10-20 cm, depending on traffic volume and service period of the roads. In addition frequent overlaying of the asphalt roads without doing the roadway widening tends to reduce their shoulder widths, thus decreasing the standard of the roads. Some present asphalt roads after being overlayed for many times and many years will have very narrow shoulders, and do not induce adequate safety to the road users. Sometimes successive overlays cause problems to the roadside buildings because the profile grade of the roads will be much higher than the ground floor of the buildings. In order to keep standard or not too narrow shoulder width as well as not cause problems to the local people, parts of the old asphalt concrete surface have to be removed out before overlaying with a new asphalt concrete layer.

During the past ten years the equipment for deep in-place recycling has been developed considerably, so the idea of recycling the old asphalt concrete surface with portland cement is introduced to increase the strength of the asphalt pavement before overlaying with a new asphalt concrete seems to be another approach of pavement strengthening. In-place recycling the existing asphalt concrete with cement for a depth of 15-20 cm can reduce the thickness of overlay by increasing the carrying capacity of the asphalt pavement by introducing a cemented layer under the asphalt concrete surface planned to overlay. This study will investigate the possibility of utilizing the old asphalt concrete and old asphalt concrete mixed with underlying crushed rock base stabilized with cement as a cemented base layer underlying a new overlayed asphalt concrete. Results of some laboratory investigations will be shown in this paper. The obtained results could be applicable either for roads with rather thick asphalt concrete surface of 15-25 cm, or conventional roads with 5-10 cm of asphalt concrete surface and 10-20 cm of crushed rock base.

2. MATERIALS

2.1 Milled Asphalt Concrete Milled asphalt concrete will be taken from the roads in Bangkok (BKK) and Udorn Thani (UDT). Their properties are shown in Table 1.

2.2 Crushed Rock Crushed rock is from a stockpile in Bangkok. The source of the rock is in Saraburi, 120 km north of Bangkok. Its properties is shown in Table 1.

2.3 Cement Portland cement type 1 is used in this study.

3. TESTING PROGRAM OF CEMENT STABILIZATION

3.1 Tests on Milled Asphalt Concrete

(1) Unconfined Compression Test at cement contents of 1, 3, 5 and 7 percent by weight with ages of curing of 1, 3, 7, 14 and 28 days.

(2) Unsoaked CBR test at cement contents of 1, 3, 5 and 7 percent cement by weight with ages of curing of 1, 3, 7, 14 and 28 days.

Results of the test in this series are shown in Table 2

3.2 Tests on Crushed Rock and Milled Asphalt Concrete Mixed with 50 % Crushed Rock Because the limited amounts of milled asphalt concrete some unconfined compression test, unsoaked CBR test, and soaked CBR test are conducted for the Bangkok sample. Results of the test are shown in Table 3

4. TEST RESULTS

4.1 Unconfined Compressive Strength (UCS) And Unsoaked CBR of Raw Materials From Table 1, the unconfined compressive strengths of the raw milled asphalt concrete samples and crushed rock are as follows.

BKK sample = 1.35 ksc
UDT sample = 1.16 ksc
CR sample = 2.80 ksc

It will be seen that the UCS of the crushed rock sample is much higher than the milled asphalt concrete samples because of well graded nature of the material. The corresponding unsoaked CBR of them are as

BKK sample = 10.5
UDT sample = 12.6
CR sample = 160.0 (unsoaked)
= 108.0 (soaked)

From above result it is expected that milled asphalt concrete will require more cement than crushed rock to develop the strength meeting with the criteria.

4.2 Unconfined Compressive Strength (UCS) and CBR of Cement Stabilized Milled Asphalt Concrete and Crushed Rock. The results of UCS and CBR tests for cement stabilized milled asphalt concrete are shown in Table 2. From Table 2 it will be seen that milled asphalt concrete will require about 7 percent to develop an UCS of 17.5 ksc after 7 days curing which is the criteria for soil-cement base in Thailand. For crushed rock, only 1 percent cement is required to develop the same strength criteria as shown in Table 3. So it is expected that in stabilizing milled asphalt concrete it is economic to mix additional crushed rock into the mix. This can be done by adding some percentages of crushed rock on the old asphalt concrete surface where the existing asphalt surface is thick. If the existing roadway has thin surface the combined mixing between asphalt concrete, underlying granular base and cement could be made to obtain a stabilized layer with relatively high strength. This could be seen by the CBR test of the milled asphalt concrete and 50% crushed rock mixed with cement as shown in Table 3. From Table 3 it will be seen that for cement content of about 2 percent, both UCS and CBR criteria for cement stabilized milled asphalt concrete could be hold.

4.3 Unconfined Compressive Strength and Unsoaked CBR of the Cement Stabilized Milled Asphalt Concrete with Cement Content The UCS and Unsoaked CBR of cement stabilized milled asphalt concrete for different cement contents are shown in Figures 1 and

2, respectively. The UCS and Unsoaked CBR of the milled asphalt concrete show the trend of increasing with cement contents and ages of curing. However, for each cement content and at the age of curing of 28 days, the UCS and CBR of the cement stabilized milled asphalt concrete tend to be constant for low cement content of 1% and or slightly increase for 3, 5, and 7% cement content. This might be due to the residual asphalt cement of about 4% in the milled asphalt concrete. This amount of residual asphalt coated in the original rock tends to retard the reactivity of cement hydration for strength development in the milled asphalt concrete.

4.4 Relationship between UCS and Unsoaked CBR. The relationship between UCS and Unsoaked CBR of cement stabilized milled asphalt concrete is shown in Figure 3. It will be seen the relationship is quite linear, so knowing one parameter the other one could be reliably estimated. As cement requirement for the milled asphalt concrete is rather high, so it is planned to specify to cement content for the cement stabilized asphalt concrete surface by use of CBR instead. The appropriated soaked CBR for cement stabilized milled asphalt concrete which containing residual asphalt cement of about 4% should be in the range of 100-120 which is considered to be strong enough for base course.

4.5 Relationship between Initial Elastic Modulus (Ei) and Unconfined Compressive Strength (UCS). The relationship between Ei and UCS of cement stabilized milled asphalt concrete is shown in Figure 4. The linear relationship between these two parameters could be clearly seen. So, the elastic modulus could be determined on the basis of unconfined compressive strength test in the range of the values in this study.

4.6 Relationship between Initial Elastic Modulus (Ei) and Unsoaked CBR. The relationship between Ei and Unsoaked CBR of cement stabilized milled asphalt concrete is shown in Figure 5. Again, the relationship tends to be linear with high coefficient of determination (R^2). So, the initial elastic modulus (Ei) could be determined on the basis of the CBR test in the range as shown in the investigation.

5. CONCLUSIONS

5.1 Milled asphalt concrete required 6.5 percent cement to develop an unconfined compressive strength of 17.5 kg/cm^2 after 7 days curing.

5.2 Milled asphalt concrete required 4 percent cement to develop a soaked CBR of greater than 100 after 7 days curing.

5.3 Milled asphalt concrete mixed with 50 percent crushed rock required only 2 percent cement to develop strength conforming to both criteria.

5.4 Asphalt content in the milled asphalt concrete is 4.0-4.3 percent.

5.5 Results obtained could be used to set up the specifications for cement-in-place recycling of existion asphalt concrete surface, and asphalt concrete surface mixed with crushed rock base for field quality control.

Table 1

Properties of Milled Asphalt Concrete and Crushed Rock Used in This Study

Properties	**Values**		
	BKK	**UDT**	**CR**
BASIC PROPERTIES			
Gravel, 2.000 mm,%	84.6	80.8	62.1
Coarse Sand, 2.00-0.425 mm,%	13.7	15.2	23.3
Fine Sand, 0.425-0.075 mm,%	1.7	3.0	9.3
Silty and Clay,0.075 mm,%	0.06	1.0	5.3
Maximum Particle Size, mm	76.2	38.1	38.1
Median Diameter (D_{50}), mm	6.5	5.6	2.9
Specific Gravity	2.43	2.42	2.73
AASHO Classification	A-1-a	A-1-a	A-1-a
USC Classification	GP	GP	SW
Amount of Extracted Asphalt, %	4.27	4.04	-
ENGINEERING PROPERTIES			
Maximum Dry Density, t/m^3	1.90	2.12	2.38
Optimum Moisture Content,%	3.2	4.2	5.5
Unconfined Compressive Strength,ksc	1.35 10.5	1.16 12.6	2.80 160.0
Unsoaked CBR	-	-	108
Soaked CBR			

Table 2

Cement Stabilization Test Results of Milled

Asphalt Concrete From Bangkok and Udorn Thani

Milled Asphalt Concrete	C %	Unconfined Compressive Strength, ksc					Unsoaked CBR, %					Soaked CBR at 7 Days Curing
		Days of Curing					Days of Curing					
		1	3	7	14	28	1	3	7	14	28	
Milled Asphalt Concrete From Bangkok (BKK)	1	2.6	2.7	2.9	2.8	3.2	20	33	32	33	35	-
	3	6.1	7.9	8.4	8.6	9.0	41	60	74	83	89	68
	5	10.2	11.0	13.4	16.0	18.3	92	96	136	141	147	134
	7	15.8	17.0	18.5	19.7	22.7	129	173	177	211	221	171
Milled Asphalt Concrete From Udorn Thani (UDT)	1	4.0	5.1	4.4	5.7	6.7	32	36	39	36	50	-
	3	7.9	8.9	9.8	11.2	11.7	61	78	89	107	113	-
	5	11.3	13.1	13.7	17.2	18.5	162	136	136	148	154	-
	7	16.3	18.4	18.7	20.2	23.5	145	153	180	194	210	-

Table 3

Cement Stabilization Test Results of Crushed Rock and

Milled Asphalt Concrete Mixed with 50% Crushed Rock

Material	Cement Content (%)	UCS at 7 Days Curing (ksc)	Unsoaked CBR at 7 days curing (%)	Soaked CBR after 7 Days Curing and 4 Days Soaking (%)
Crushed Rock (CR)	1	21.6	574	-
	3	51.8	-	-
	5	70.4	-	-
Milled Asphalt Concrete from Bangkok (BKK) + 50% CR	1	-	100	94
	3	-	335	231
	5	-	550	532
	7	-	742	688

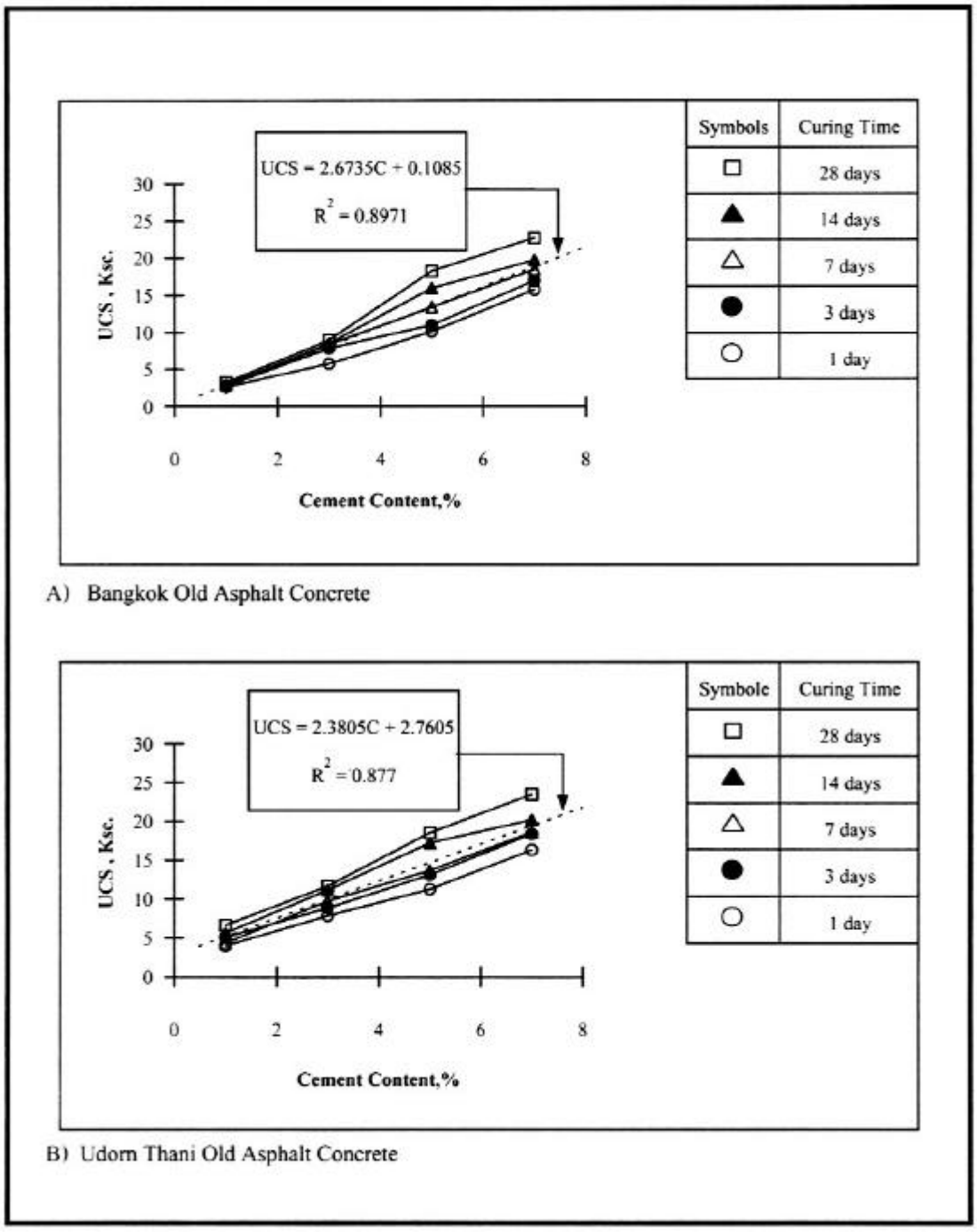


Figure 1 Unconfined Compressive Strength with Cement Content

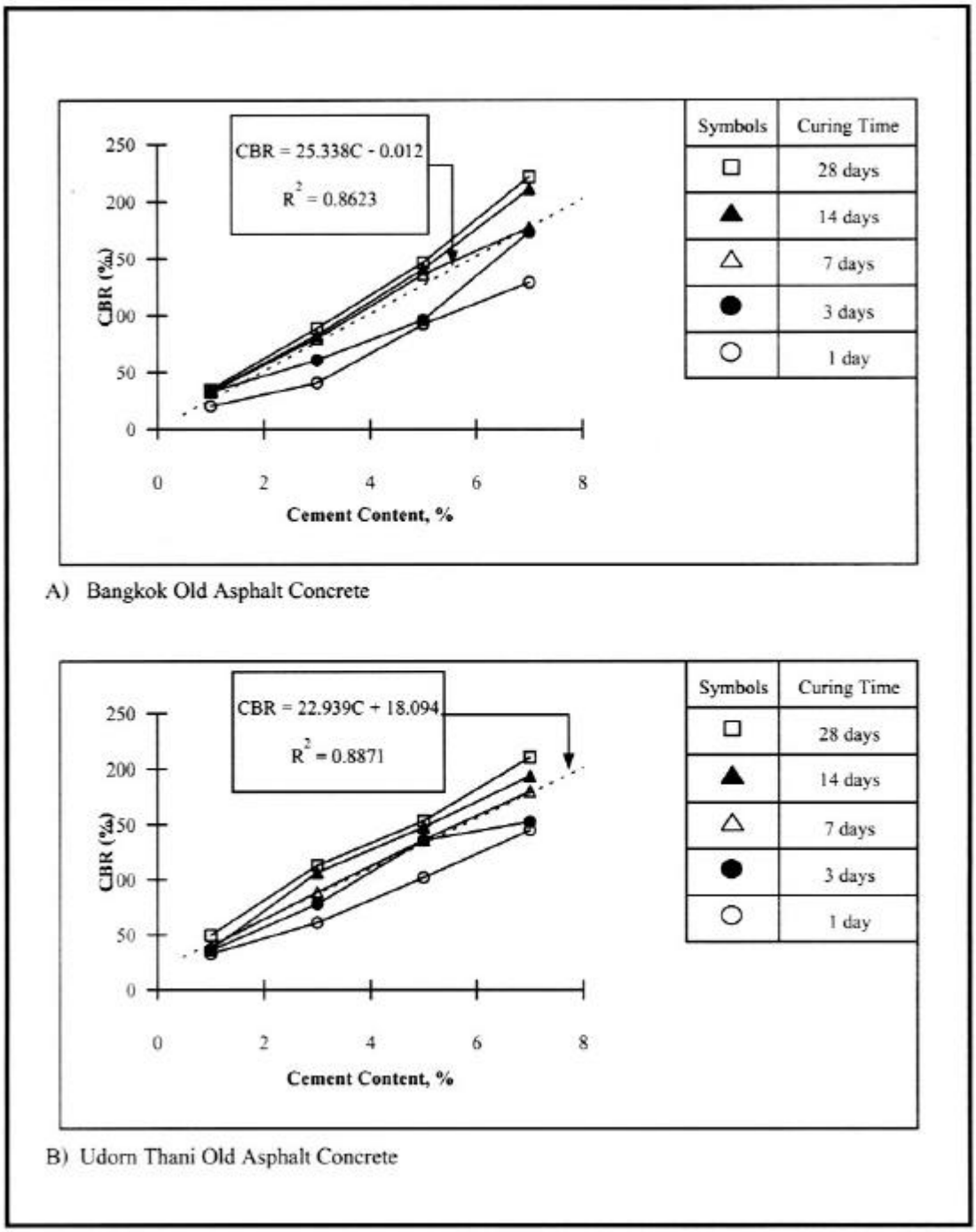


Figure 2 Unsoaked CBR with Cement Content

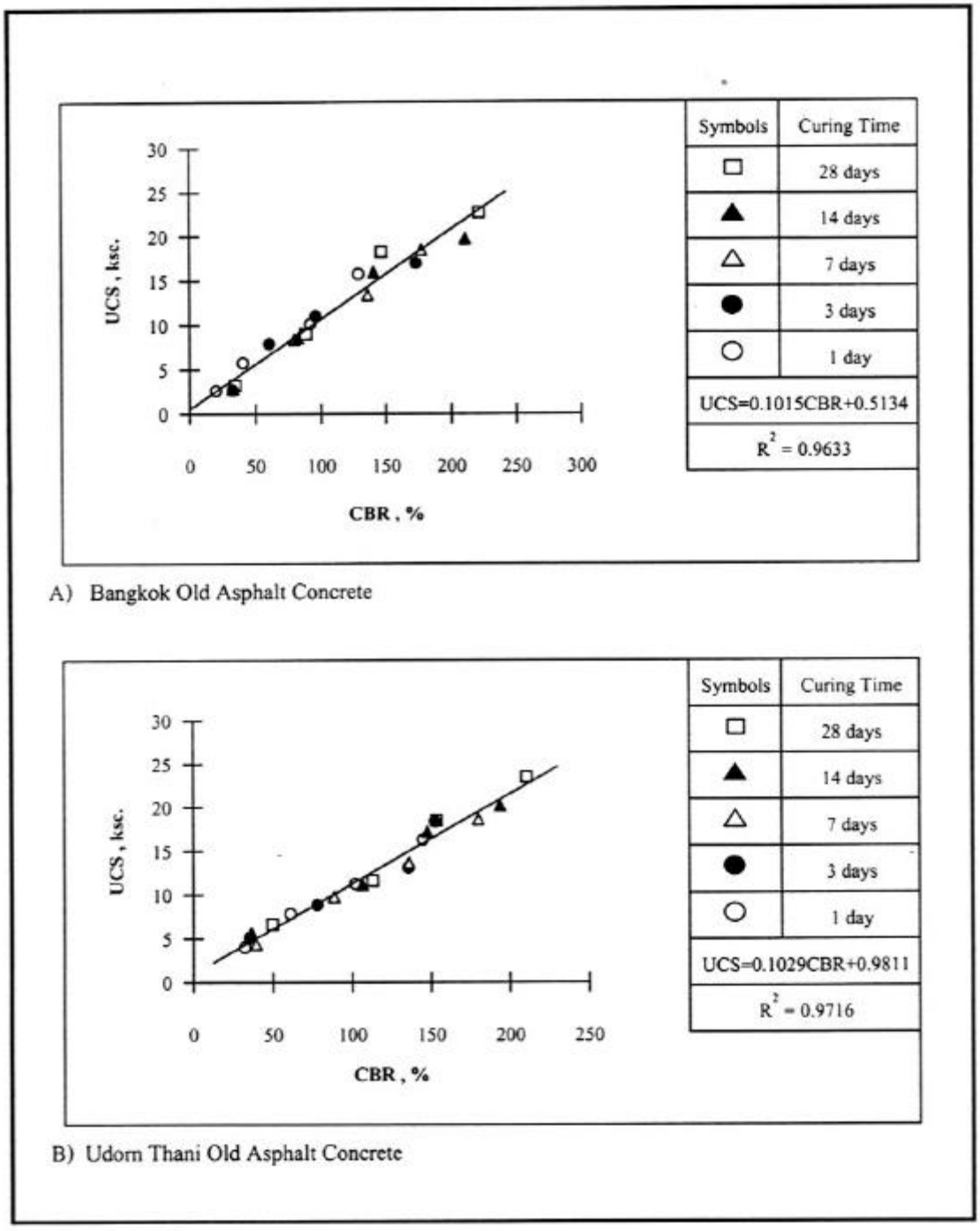


Figure 3 Relationship between Unconfined Compressive Strength and Unsoaked CBR

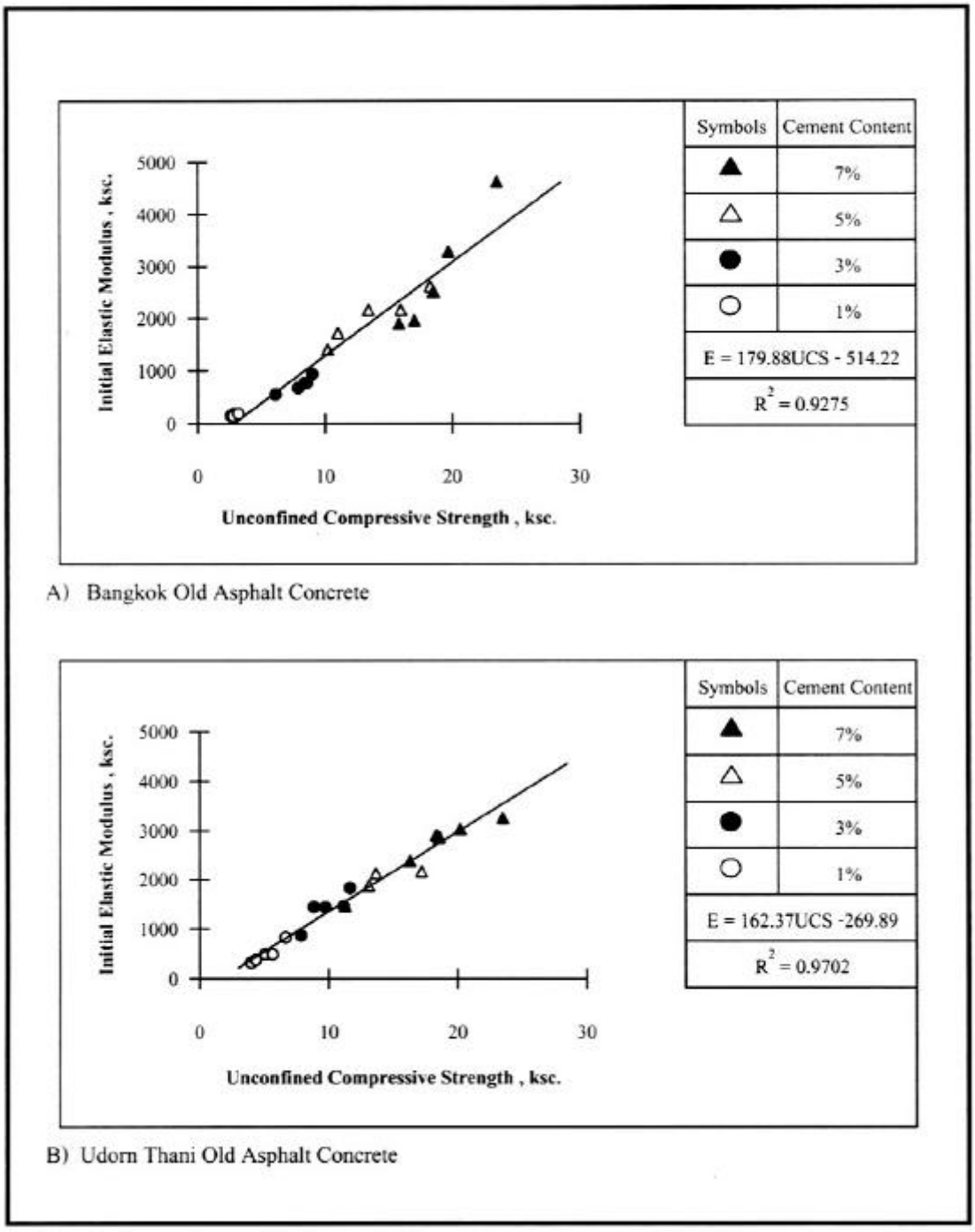


Figure 4 Initial Elastic Modulus with Unconfined Compressive Strength

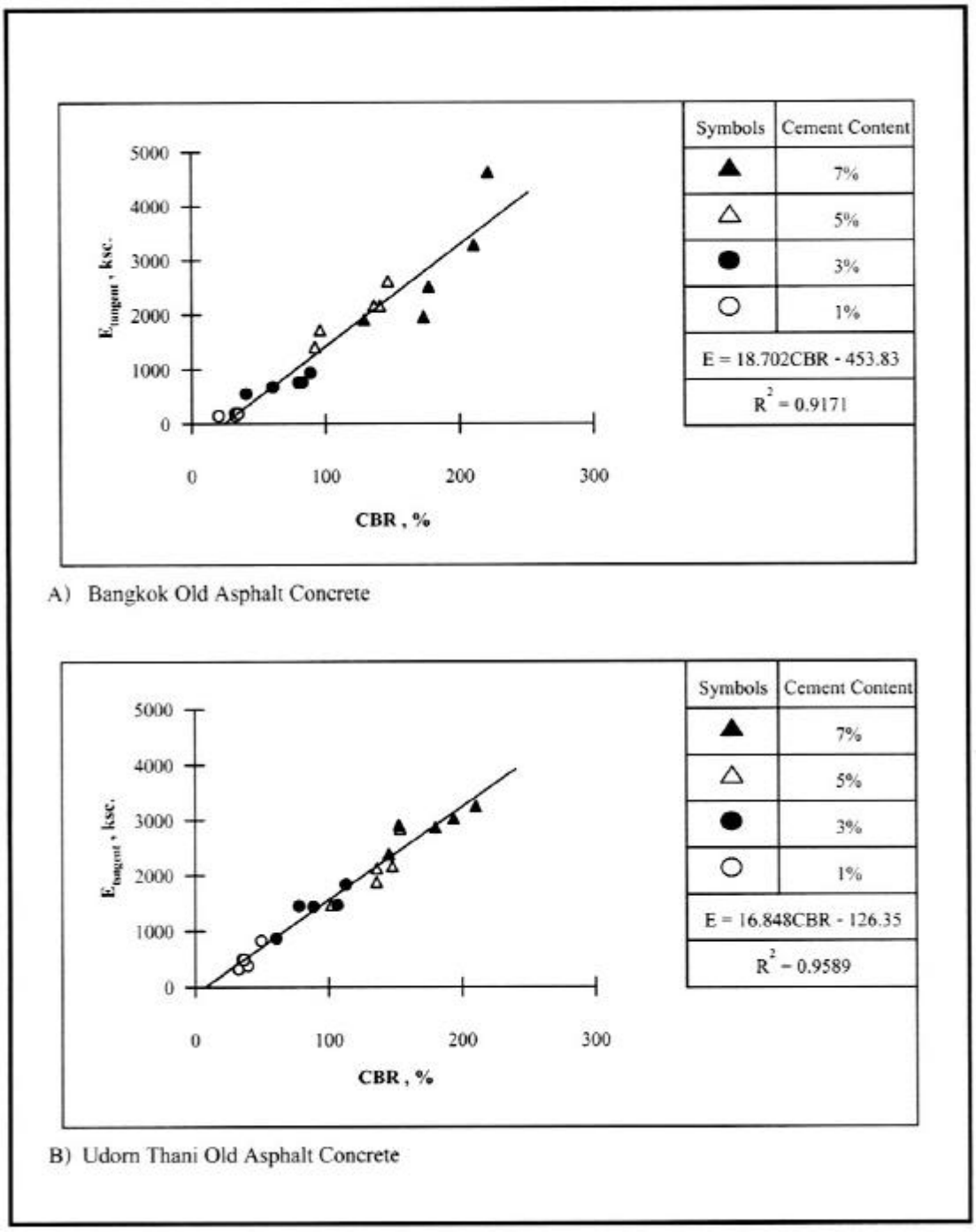


Figure 5 Initial Elastic Modulus with Unsoaked CBR

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DURABILIDAD DE LOS MATERIALES ESTABILIZADOS CON CEMENTO

STRENGTH AND DURABILITY REQUIREMENTS FOR CEMENT-STABILIZED MATERIALS

H. Sommer
Forschungsinstitut der Vereinigung der
Österreichischen Zementindustrie
Reisnerstraße 53
A-1030 Wien
Sommer@voezfi.at

RESUMEN

Los materiales estabilizados con cemento se han utilizado continuamente en Austria durante 40 años, habiéndose exigido durante todo este tiempo los mismos requisitos de resistencia y durabilidad. En conjunto los resultados han sido muy satisfactorios, pero en los últimos años se han presentado algunos problemas de durabilidad cuando se han utilizado bajo capas de mezcla bituminosa en carreteras con tráfico pesado.

Esto se atribuye a dos hechos. Por un lado, los cementos actuales tienen un endurecimiento más rápido y, por ello, los materiales estabilizados con cemento que deben cumplir los mismos requisitos de resistencia a edades tempranas son más débiles a largo plazo que los empleados anteriormente. Por otra parte, el tráfico ha aumentado enormemente, incrementando las tensiones de las bases de las carreteras sometidas a un tráfico intenso.

Se recomienda el uso de cementos de endurecimiento lento, así como la prefisuración. Las especificaciones deberían incluir la resistencia a tracción indirecta, dado que está más relacionada con el comportamiento que la resistencia a compresión, y que la relación entre ambas no es la misma en los conglomerantes de endurecimiento lento que en los cementos usuales (de endurecimiento más rápido).

ABSTRACT

Cement stabilized materials have been used continuously in Austria for 40 years, and the same criteria for strength and durability have been applied all the time. Overall experience is very satisfactory but in recent years durability problems occurred when used under an asphalt pavement for heavily trafficked roads.

This is attributed to two facts: Cements are more rapid hardening today and, therefore, cement-bound materials meeting the same (early age) requirements are weaker than in former times. On the other hand traffic has increased tremendously, adding to the stress of bases on heavily trafficked roads.

Slow hardening binders and induced cracking are recommended. Specifications should include splitting tensile strength since tensile strength is more related to performance than compressive strength and the relation between the two is not the same for slow hardening binders and usual (more rapid hardening) cements.

PALABRAS CLAVE

Estabilización, reciclado in situ con cemento, requisitos de resistencia y durabilidad, conglomerantes de endurecimiento lento.

KEY WORDS

Stabilization, in-situ recycling with cement, requirements for strength and durability, slow-hardening binders.

1. THE ORIGIN OF THE CRITERIA FOR MIX-DESIGN

Specifications in most countries are based upon the developments that began in the USA in the thirties, and the principles though established so long ago are still valid today.

The starting idea was to stabilize the properties obtained by well compacting a soil or other material at optimum moisture content [1]. Durability against repeated cycles of wetting and drying, freezing and thawing as described in ASTM D 559-89 [2] and ASTM D 560-89 [3] (first published as tentative 1940) was the primary object.

In 1958 it was found [4] that stabilized granular materials with a 7 day compressive strength of not less than 1,8 N/mm^2 would in general meet the durability requirements and many agencies – adding a safety margin for non-uniformities and minor defaults of construction – established a corresponding strength criterion.

Henceforth freeze-thaw-tests were only required for soils with considerable amounts of fines or if they contained coarse particles that were frost-susceptible. In 1963 it was shown [5] that an expansion not exceeding 1‰ during 12 freeze-thaw cycles was as good a criterion as the weight losses (hitherto obtained by brushing the specimens) and this criterion was widely accepted.

Proctor cylinders 10 cm diameter and 12 cm height were used for both strength and durability testing and freeze-thaw cycles started at an age of 7 days. (The effect of changes in specimen dimensions and other last details should not be neglected!)

These strength and durability requirements have an enormous asset: Their correlation with the performance in the road has been well established over a very long period of time.

However, it is a very long shot, indeed, from a 7-day-strength or a freeze-thaw test started at an age of 7 days to the performance of a road that is expected to last for 20 or 30 years. It should be kept in mind, that changes in the hardening characteristics of the cement, in the thickness design of the pavement and the traffic load will have an effect.

2. APPLICATION AND EXPERIENCE IN AUSTRIA

Cement stabilized material (CSM) have been used continuously in Austria since the sixties for bases of secondary roads (very often in-situ recycling with a thin asphalt wearing course on top) and subbases of motorways (mainly locally available substandard material, both for asphalt and concrete pavements; in the latter case with a 5 cm thickness of asphalt between this CSM and the concrete). With asphalt pavements reflective cracking has always been a topic of concern but no major durability related problems have been reported for CSM's placed between 1960 and 1990.

As from 1990 great lengths of the motorways Vienna – Salzburg have been reconstructed: The old granular subbase is recycled in situ with cement or a hydraulic road binder. The CSM is topped with 5 cm asphalt and 25 cm of (recycled) concrete pavement. Experience is excellent.

Motorway sites built in the same period of time but with 15 - 17 cm asphalt on top of the CSM, however, are a different matter. On some sites the top cms of the CSM disintegrated in places within a year or two.

Densities and strengths were as specified (7 day compressive strength of Proctor cylinders 10/12 cm made from site-mixed material, each single value at least 2,5 N/mm^2). Strengths were kept as low as possible in order to minimize reflective cracking. The cement stabilized layer was vibration rolled next day in order to produce micro-cracks and the bituminous curing film was applied only after that operation. The road was opened to traffic without the wearing course on. The porosity of the base course was on the high side and de-icing chemicals were applied in winter.

However, all this had happened before, without provoking serious damage. The main difference to earlier examples with satisfactory experience were

- more traffic (daily average traffic at time of opening 40.000 vehicles with 16% of heavy vehicles instead of 15.000-20.000 vehicles with 10% heavy vehicles) and

- less cement (90 kg/m³ – the minimum allowed for mix-in-place construction – instead of 100-120 kg/m^3.)

The reduction of the cement content had resulted from changes in the strength characteristics of the cement. Table 1 compares 2 typical cements widely used for stabilization in the sixties and the mid-nineties respectively.

Table 1: Standard strengths of cements (Austrian cement standard, w/c= 0,60)

cement	flexural strength [N/mm²] 7 days	28	compressive strength [N/mm^2] 7 days	28
1960–1970	3,8-5,4 (65%)	6,7-7,5 (100%)	17,2-25,0 (61%)	30,0-39,6 (100%)
1995/96	5,1-5,9 (77%)	6,8-7,5 (100%)	29,6-34,0 (72%)	42,7-45,8 (100%)

Within 25 years the 28-day strength had increased by 27%, but the 7 day strength by 50%, while flexural strength at 28 days had remained the same. The higher cement strength at 7 days allowed a lower cement content to be used and this meant a strength loss at later ages, more important for flexural strength (which is more related to the performance of the road) than for compressive strength.

For rate of hardening and the relation between compressive and flexural strength for rapid hardening cement and slow hardening binders see also [6]. In Austria now induced cracking and the use of slow hardening road binders (7 day standard strength max. 50% of the 28 day value) are recommended [6]. The tensile strength of the CSM will be low at the beginning thus promoting early opening of the induced cracks. Ultimate tensile strength, however, will be better than with normal cement and this will improve the long-term performance of the road.

3. A COMPARISON BETWEEN SOME COUNTRIES

Table 2 summerizes the most essential characteristics for some countries: the strength required, the type of binder used, and the thickness of the asphalt layers on top of a CSM for heavily trafficked roads.

Table 2: Comparison between different countries (data from [7])

country	Strength required [N/mm2]				high amount of pfa or ggbfs		Asphalt thickness[1] cm
	7	28	90	360 days	no	yes	
A	2,5[2]	compressive			x		15-17
B			10		sometimes		17-18
D		7			x		30
E[3]	2,5or	3,8				x	15
E[4]	6or		9			x	20-25
I	2,5-4,5					x	
F	splitting tensile			1,1	any		14

1) for heavily trafficked roads
2) minimum single value (3,0 N/mm2 for mix-design) for Proctor cylinders made from site-mixed material
3) subbase
4) base
pfa pulverized fuel ash
ggbfs ground granulated blast furnace slag

A 7 day new compressive strength of 2,5 N/mm^2 as in A is also required in E and I, but in E and I binders with a high amount of pfa and/or ggbfs are used, which will harden more slowly and – with the same early age requirement – will give a higher ultimate strength than the CEM II/A-S used in Austria. In addition in I the asphalt layers are 33 - 50% thicker than in A and traffic induced stresses in the CSM will be lower. In F a splitting tensile strength of 1,1 N/mm^2 at an age of one year is specified. The corresponding 7-day strength is determined for the material in question and used for control testing during construction.

4. CONCLUSIONS

Since many factors are of influence there is no really sharp limit but the author feels that for areas with freezing conditions in winter the following conclusions and recommendations are justified:

- For granular materials a 7 day compressive strength of 2,5 N/mm^2 (Proctor cylinders 10/12 cm made from site mixed material, minimum for each single value) seems to be the minimum that can be recommended.
- That requirement will be sufficient only if a slow hardening cement (7 day standard strength not more than 60% of the 28 day value) is used.
- If a more rapid hardening cement is used the 7 day requirement for the CSM should be increased to ensure the same long-term strength as with a slow hardening cement.
- If freeze-thaw tests are needed for mix design the cement content for rapid hardening cements should be the same as would be needed for a slow hardening one.
- If used for heavily trafficked roads under relatively thin asphalt layers higher strength requirements are advisable (but no agreement has yet been reached in Austria)

- Slow hardening binders (7 day standard strength not more than 50% of the 28 day value) offer two advantages: Since their tensile strength is low at the beginning they will promote early opening of induced cracks and since their ultimate tensile strength is better than with more rapid hardening cements the long term performance of the road will be better.
- Ideally specifications should include a requirement for splitting tensile strength at 360 days. The corresponding 7 day value should be established for the material in question and used for control testing during construction.

REFERENCES

1. Catton, M. D.: Research on the Physical Relations of Soil and Soil-Cement Mixtures. Highway Research Board, Proc. 20th Annual Meeting, Washington 1940
2. ASTM D 559-89: Standard Methods for Wetting – and – Drying Tests of Compacted Soil-Cement Mixtures, American Society for Testing and Materials, Philadelphia
3. ASTM D 560-89: Standard Methods for Freezing – and – Thawing Tests of Compacted Soil-Cement Mixtures, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
4. Norling, L.T., and Packard, R.G.: Expanded Short-Cut Test Method for Determining Cement Factors for Sandy Soils. Highway Research Board, Bull. 198 (1958)
5. Packard, R.G., and Chapman, G.A.: Developments in Durability Testing of Soil-Cement Mixtures. Highway Research Board, Record 36 (1963)
6. Sommer, H., and Pichler, R.: Pre-Cracking Road Bases by Using a Cutting Disc and a Special Hydraulic Road Binder. Paper to the 1st International Symposium on Subgrade Stabilization and In-Situ Recycling Using Cement. Salamanca 2001.
7. Sommer. H.: Zementstabilisierte Tragschichten mit bituminöser Decke: Die österreichische Praxis im internationalen Vergleich: Forschungsvorhaben Überarbeitung der RVS 8.05.13 Zementstabilisierung BMVIT, Wien 2000

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

RECOMENDACIONES PARA EL RECICLADO IN-SITU DE BASES EN JAPòN

TECHNICAL GUIDELINES FOR IN-SITU RECYCLING OF BASE COURSES IN JAPAN

Takeshi YOSHIDA
Team Leader - Pavement
Road Technology Research Group
Public Works Research Institute
Minamihara 1-6, Tsukuba 305-8516 (Japan)
yoshi968@pwri.go.jp

Etsurou NODA
Chief Engineer
Technical Laboratory
The NIPPON ROAD CO., LTD
TAMAGAWA 2-11-20, Ota-ku, Tokyo,146-0095(Japan)
etsurou.noda@nipponroad.co.jp

RESUMEN

En 1976 se construyó el primer tramo de ensayo de reciclado in-situ de la base en una carretera rural de Japón. Despu.s de muchas pruebass y ensayos en laboratorio, la Asociaci¢n de Carreteras de Japón public¢ en 1987 unas "Recomendaciones para el reciclado in-situ de bases".

Pensando tanto en las Administraciones como en los Contratistas de carrreteras, la Asociación condujo un estudio a escala nacional en 1996 y revis¢ los impactos de las Recomendaciones y su validez. Una de las conclusiones fu. que "las Recomendaciones son adecuadas para firmes. El número de obras de reciclado ha crecido despu.s de su publicaci¢n".

Se estima que esta técnica se est. aplicandose anualmente en m.s de 2.500.000 m^2. Cerca del 90% de las obras corresponden a vías de baja intensidad de tráfico, como carreteras rurales y calles de ciudades.

Como agentes estabilizadores para el reciclado, las Recomendaciones especifican cemento o cemento y emulsi¢n bituminosa. En la mayor parte de los reciclados in situ de bases de firmes flexibles existentes se ha empleado cemento y emulsión bituminosa. Una raz¢n para ello es que la industria de materiales ha sido muy activa en la promoción de esta técnica, y otra es que el espesor de base reciclada cuando se emplea solamente cemento es mayor que en el caso de cemento y emulsión bituminosa.

No obstante, recieentemente se han llevado a cabo varias obras de reciclado in situ utilizando cemento y betún espumado. La razón para ello es que, con los equipos modernos que se han importado en Japón, esta solucion se considera m.s econ¢mica.

ABSTRACT

In 1976, the first trial of in-situ recycling of base course was made in a rural road in Japan. After many trials and laboratory tests, Japan Road Association issued a guideline called "Technical Guidelines for in-situ recycling of base course" in 1987.

Towards road administrators and contractors, the Association conducted nationwide survey in 1996 and reviewed the impact of the Guidelines and sufficiency of it. One of the conclusion is "The Guidelines is well applied into the field of pavement. The amount of recycling works is increasing after publication of the Guidelines."

It is said that the estimated annual applied area of this technique is more than 2,500,000 m^2/year. About 90 % of the works were operated on low volume roads like rural roads and city streets.

As additive materials for the recycling method, . cement. and. cement + bituminous emulsion. are specified in the Guidelines. Most of the in-situ recycling of base course of the exiting flexible pavements, however, seem to be carried out with cement + bituminous emulsion. This is partly because the material industry is very active in promoting this technique, and partly

because the thickness of the recycled base course with cement alone is thicker than that with cement + bituminous emulsion .

However, in-situ recycling with cement + foamed bitumen have been recently performed in several projects. This is because new advanced machines have been imported from abroad, and recycled base course with cement +formed asphalt is evaluated as a more economical solution.

PALABRAS CLAVE

Recomendaciones, reciclado in-situ, base, cemento, emulsión bituminosa

KEY WORDS

Technical guidelines, in-situ recycling, base course, cement, cement asphalt emulsion

1. TECHNICAL GUIDELINES IN JAPAN

This Paper will provide highlights, which are concept, structural design and restrictions, mix design and construction, from a guideline called “Technical Guidelines for in-situ recycling of base course” issued by Japan Road Association in 1987 (1).

1.1 Concept

After being added of binder (cement , or cement + bituminous emulsion) , the deteriorated asphalt layers and their lower existing granular basecourse are pulverized , mixed and compacted together at the site, so that the compacted recycled base course acts as the base course for a new asphalt pavement.

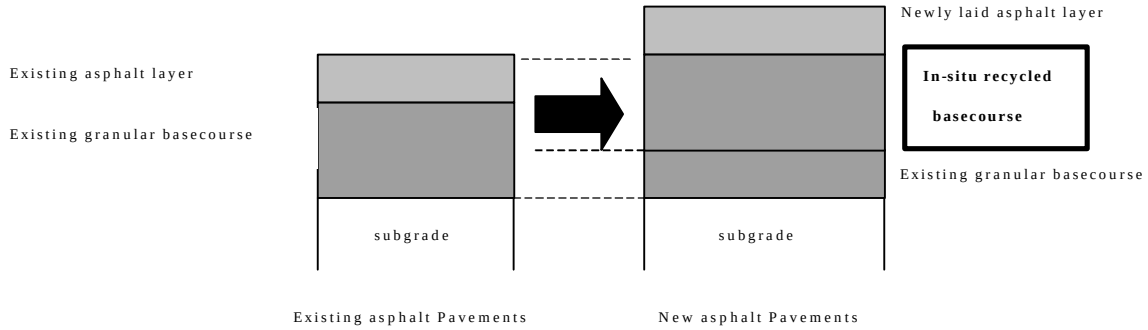


Figure 1: Concept of in-situ recycling of base course

1.2 Structural design and restrictions of the technique

This technique is allowed to apply to the place where the maximum thickness of the existing asphalt layer should be 15cm so that the pulverization can be surely done .

New asphalt pavement with this in-situ recycled base course is applied to low volume roads because there have not been sufficient data to validate the long-performance under heavy traffic conditions .

Table 1: Restriction of the technique

Traffic Category	Commercial Vehicles /day/direction	The use of in-situ recycled base course
L	100	Allowed
A	100...250	Allowed
B	250...1000	Allowed
C	1000...3000	Not allowed
D	3000..	Not allowed

The thickness of in-situ recycled base course is as follows;

Table 2: The thickness of in-situ recycled base course

Material	Maximum thickness (cm)	Minimum thickness (cm)
In-situ recycled basecourse with cement	30	15
In-situ recycled basecourse with cement + bitumonous emulsion	30	10

Equivalent layer coefficients of in-situ recycled basecourse are as follows;

Table 3: Equivalent layer coefficient of in-situ recycled base course

Material		Equivalent layer coefficient	Quality
In-situ recycled basecourse	with cement	0.50	Unconfined compressive strength: 2.5MPa
	with cement + bituminous emulsion	0.65	Special specified test and value as shown in other part
Reference: Virgin material	Cement treated base	0.55	Unconfined compressive strength: 3.0MPa
	Asphalt treated basecourse	0.80	Marshall Stability>=3.5kN
	Granular basecourse	0.35	Modified CBR>=80

Lean concrete base course ,that has high strength and is widely used in Europe, is not used In Japan either for concrete pavements or for asphalt pavement. According to the research of Public Works Research Institute (PWRI) , these equivalent layer coefficient values and specified qualities were decided by the performance analysis of many experimental roads and these strengths. The research showed that in-situ recycled base courses with unconfined strength value of 3.0MPa result in reflective cracking.

1.3 Mix design

The flowchart of choice of additive and mix design is shown in Figure 2.

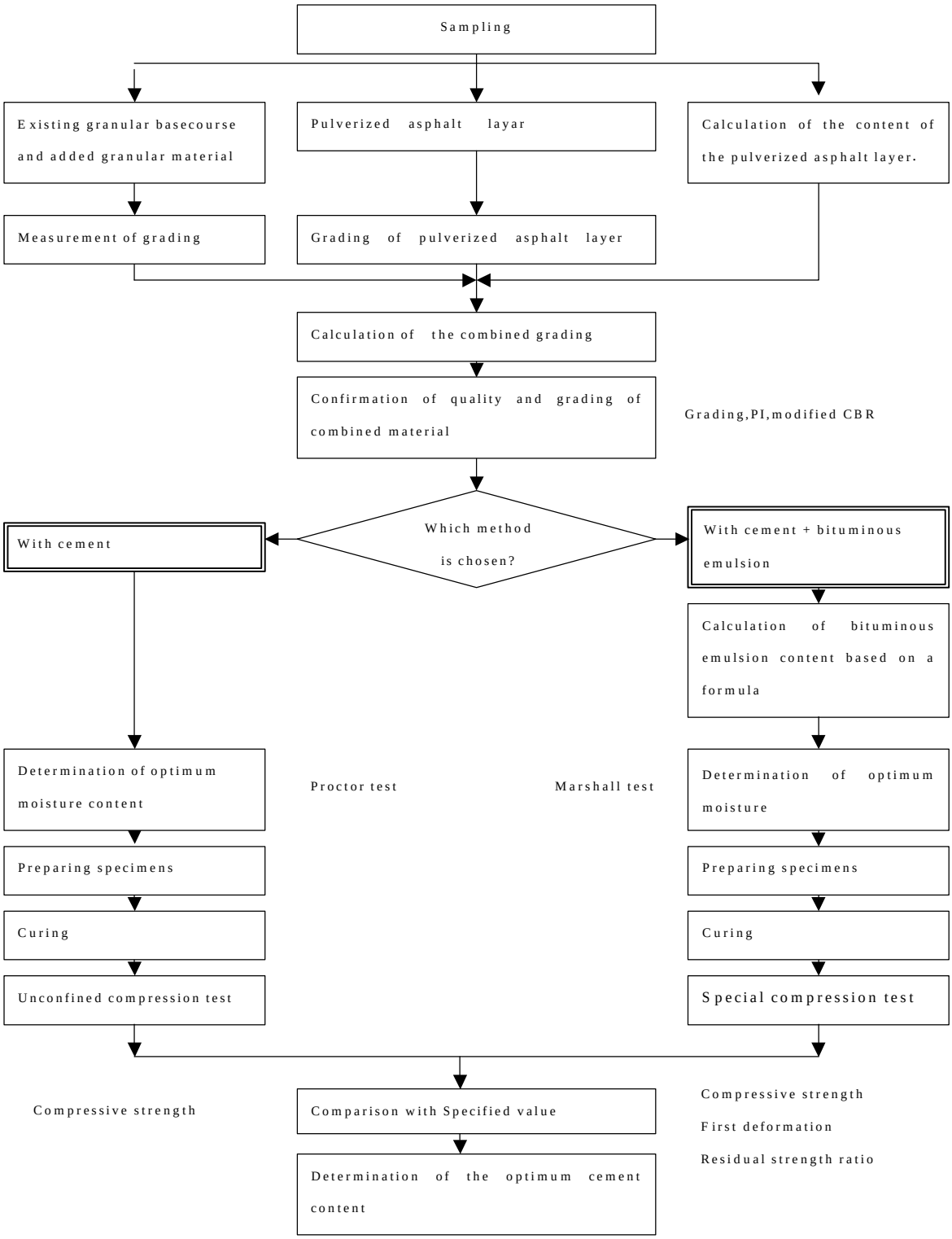


Figure 2: Flowchart of choice of additive and mix design

1.3.1 Testing of the pulverized asphalt layer and the existing granular basecourse

1) Sampling of the pulverized asphalt layer. If sampling of the pulverized asphalt layer in advance is difficult, the following grading can be used to calculate the combined grading.

Table 4: Grading of pulverized asphalt layer

Sieve (mm)	Passing (%)
50	
40	100
30	85
25	75
20	65
13	50
5	25
2.5	15
0.074	0

2) Sampling of the existing granular basecourse, and measurement of grading follows.
3) Calculation of the combined grading. It is recommended that the combined grading is within the specified grading range shown in Table 5. If the combined grading is out of grading range, adding granular material, like crusher-run, is recommended. And it is also recommended that combined material has the property shown in Table 6 .

Table 5: Recommended grading of combined material

Sieve (mm)	Passing (%)
50	100
40	95 .100
20	50 .100
2.5	20 .60
0.074	0 ..15

Table 6: Recommended property of combined material

Item	Recommended property
Modified CBR	Not less than 20
PI (particle passing 0.4mm sieve)	Not more than 9

1.3.2 Mix design of recycled basecourse with cement alone

1) Determination of optimum moisture content by proctor compaction test (Specimen details: diameter 10cm, length 12.5cm, cylinder) with cement content of 4%.
2) Preparing specimens with cement contents ranging from 1 to 5%
3) Unconfined compression test after 7days curing in air
4) Determination the optimum cement content where compressive strength shows 2.5MPa.

1.3.3 Mix design of recycled basecourse with cement +bituminous emulsion

1) Calculation of bituminous emulsion content based on a formula that depends on sieve analysis of the combined grading(2.5mm , 0.074mm) and the content of the pulverized asphalt layer.
2) Determination of optimum moisture content by compaction test(Specimen details: diameter 10cm, length 6.8cm, Marshal size, Marshal compaction 50 blows at each side)with 2.5% cement content .
3) Preparing specimens with cement contents ranging from 1 to 5%.
4) Special compression test after 6 days curing in air and 1day curing in water
5) Determination of the optimum cement content where compressive strength, deformation and residual strength ratio meet the specified values in the following table.

Table 7: Requirement for optimum cement content

Item	Requirement
Compressive strength(MPa)	1.5-3.0
The 1st deformation(1/100cm)	5-30
Residual strength ratio (%) x100	Not less than 65

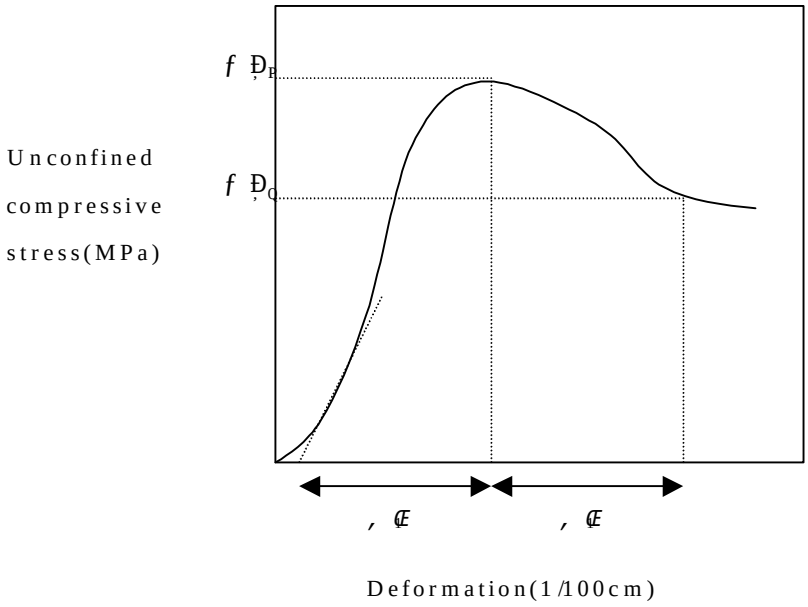


Figure 3: Stress-Deformation curve

1.4 Construction

Typical construction process of in-situ recycling is shown in Figure 4.

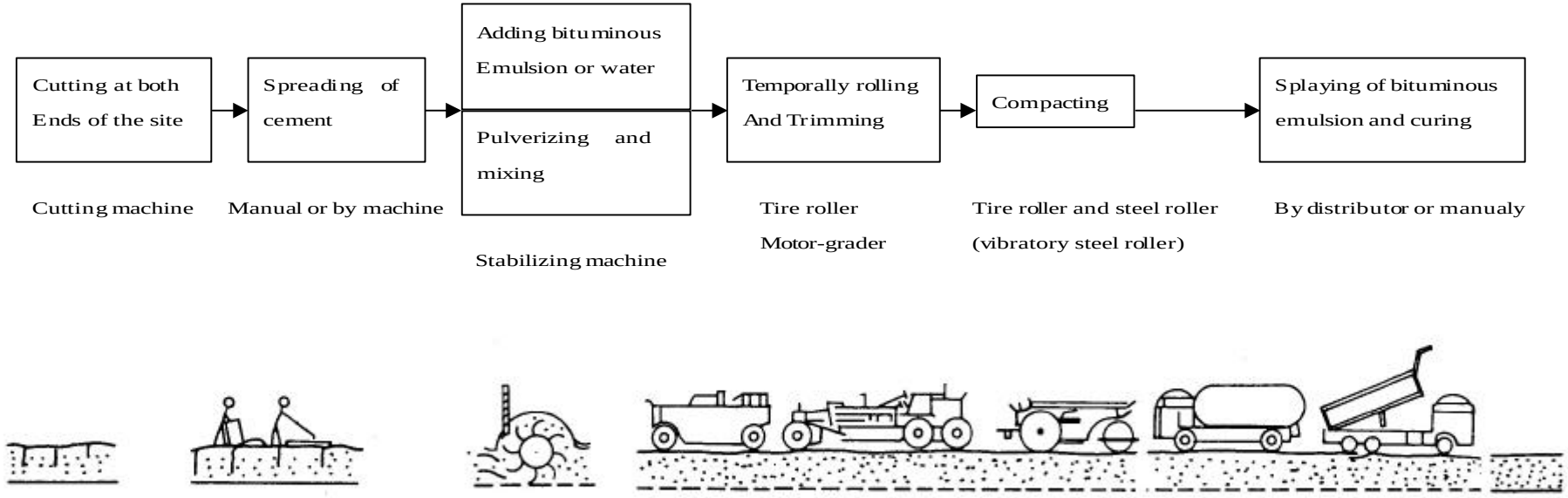


Figure 4: Typical construction process of in-situ recycling base course with cement

1.4.1 Job process

1) Spreading cement manually or using machineries on the deteriorated existing asphalt layer.
2) Pulverizing and mixing both the existing asphalt layer and existing basecourse, with adding water or bituminous emulsion to the mixture.
3) Trimming by motor grader
4) Compaction by tire roller and steel roller. If the thickness of the recycled basecourse is over 20cm, the use of vibratory roller is recommended.
5) Spraying of bituminous emulsion soon after compaction, and curing

1.4.2 Quality control

The quality is controlled with the method and frequency shown in Table 8.

Table 8: Method and frequency of quality control

Item	Method	Frequency	Remarks
Cement content	All quantity used	-	-
Bituminous emulsion content	All quantity used	-	-
Density	JIS A 1213	Per 1000m^2	Compaction Degree: Not less than 93%
Water content	JIS A 1203	1-2 times/day	-

1.5 Supplementary remarks

1) The examples of pulverizing and mixing machine used in Japan are shown in Table 9.

Table 9: Pulverizing and mixing machine used in Japan

Manufacture	Model	Type	Mixing Width(m)	Mixing Depth(m)
WIRTGEN Japan	WR2500	Wheel	2.438	0.5
KOMATSU	GS 360-2	Wheel	1.98	0.4
SAKAI	PM500	Wheel	2.0	0.4
NIPPON BOMAG	MPH120R	Wheel	2.1	0.39

2) Summary of in-situ recycling project is shown in Table 10 and Table 11. Concerning the type of cement , in most cases, ordinary Portland cement is used. But in some cases where the job site is located in a town, special cement like dust-proof solidifying cement is also used.

Table 10: Summary of in-situ recycling project in 1988 (2)

Material	Total No. of projects	Average cement content(%)	Average unconfined compressive strength (MPa)	Average bituminous emulsion content(%)
In-situ recycled basecourse with cement	130	4.9	2.36	-
In-situ recycled basecourse with cement + bituminous emulsion	174	3.0	-	4.7

Table 11: Summary of in-situ recycling project in 1993 (3)

Material	Total No. of Projects sampled	Average cement content (%)	Average OMC (%)	Average bituminous emulsion content(%)	Average special unconfined compressive strength (MPa)	Average compaction degree(%)
In-situ recycled basecourse with cement + bituminous emulsion	51	2.6	5.4	4.7	2.26	98.1

3) In-situ recycled basecourse using the old asphalt pavement with in-situ recycled basecourse was experimentally tried in 1995. That means in-situ re-recycled basecourse. It is reported that the construction was done well because of the use of the high-capacity pulverizing and mixing machine. As for the long term performance is being surveyed.

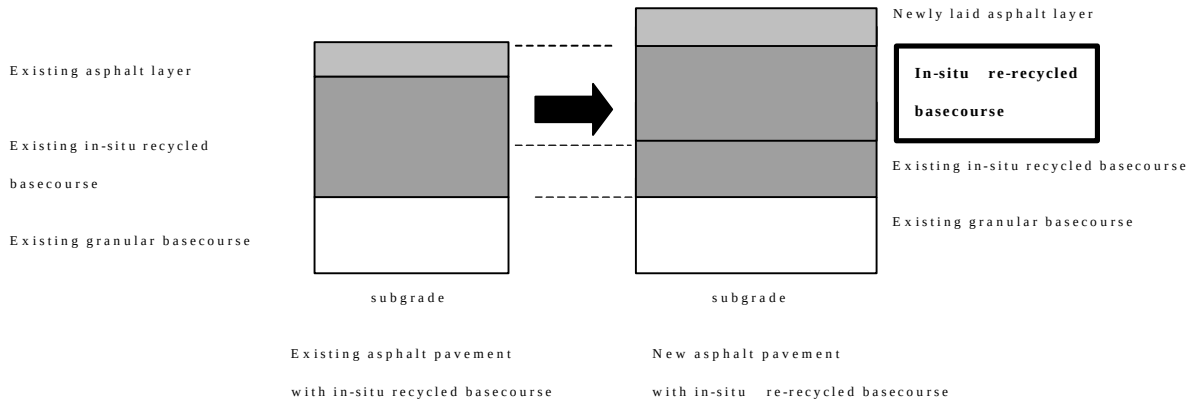


Figure 5: Concept of in-situ re-recycling of base course

2. IMPACT OF GUIDELINES

This Chapter will provide outline and results of the nationwide questionnaire survey conducted by Japan Road Association in 1996 towards road administrators and contractors (4).

2.1 Outline of the survey

1) Themes to be approached

Questionnaire survey aimed to approach the following themes;

- Strategy of extending the application of recycling technologies
- Evaluation of sufficiency of recycling technology
- Evaluation of quality of recycled materials and recycled additives
- Problems to be solved, concerning mix design, mixing, construction, quality control and testing

2) Organizations concerned

Questionnaires were sent out to 113 organizations and collected from 101 of them.

Table 12: Organizations concerned with the questionnaire survey

Category	Central / local	No. of organizations Questionnaire sent	No. of organizations Questionnaire collected
Road Administrator	Central	14	63
	Local	59	
Contractor		40	38
	Total	113	101

2.2 Results of the survey

1) General

In-situ recycling base course technology based on the Guidelines was well applied mainly to low volume traffic roads such as prefectural roads and municipal roads. It was evaluated as economical technology because it can save disposal cost of pavement wastes.

Seven years and half passed since the Guidelines had been published. The Guidelines had, however, no big problem to be revised urgently. In order to extend application of this technology, it is necessary to develop the simplified method of preparatory investigation and effective method to prevent the particle materials during operations.

2) Additive

From the viewpoint of additives, base course with cement has 40 % of share, and base course with cement + bituminous emulsion 60 %. Advantages of using cement + bituminous emulsion are as follows;

- Equivalent layer coefficient is bigger than that of base course with cement only
- Possibility of cracking is lower than that of base course with cement only

Etc.

3) Construction

Main complaints raised from road users and residents along the roads on which recycling projects were carried out are as follows;

- Vibration, noise and particle materials from construction equipment
- Scattering of cement

Etc.

Main difficulties raised from road administrators and contractors are as follows;

- To control the height of base course surface influenced by the expansion volume of the base course after mixing
- Restrictions of the sites to be applied

Etc.

4) Quality control and testing

In order to examine the quality of the project, road administrators preferred to use sampling test together with test based on the data collected during the project. Contractors had no intention to use sampling test.

CONCLUSIONS

1) The Guidelines is well applied into the field of pavement. The amount of recycling works is increasing after publication of the Guidelines
2) Seven years and half passed since the Guidelines had been published. The Guidelines had, however, no big problem to be revised urgently.
3) Main complaints raised from road users and residents along the roads on which recycling projects were carried out are vibration, noise, particle materials and scattering of cement.
4) The material industry's active promoting is one of the reasons most of the in-situ recycling of base course of the exiting flexible pavements is carried out with cement + bituminous emulsion.

REFERENCES

(1) Japan Road Association, Technical Guidelines for in-situ recycling of base course, January 1987
(2) ANZAKI et. al: The Evaluation of the in-situ recycled base course ,Civil Engineering Journal, Vol.30, No.6 June,1988
(3) Technical Committee of Japan Emulsified Asphalt Association: The follow-up survey of in-situ recycled base course with cement and bituminous emulsion,1993, November
(4) Japan Road Association, Report of questionnaire survey result on recycled pavement, February 1997

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001 SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001 SALAMANCA (ESPAÑA)

RECICLADO DE FIRMES CON CEMENTO: ESTUDIOS Y EVALUACIÓN

RECYCLING PAVEMENTS WITH CEMENT: STUDIES AND EVALUATION

De Beer, M.
Republic of South Africa

Introduction

Ten (10) papers were selected for publication in Session 5: "Recycling pavements with cement: Studies and evaluation" of the First International Symposium on Subgrade Stabilisation and In - Situ Pavement Recycling using Cement.

A summary discussion of the papers in Session 5 is given below. The contributions were from Austria (1), Germany (1), Italy (2), Japan (1), South Africa (2), Spain (1) and The Netherlands (2). Six (6) papers were selected for oral presentation by the respected authors.

The papers in Session 5 discussed various topics of stabilised recycled pavement materials and methods, including laboratory investigations, practical applications, and field evaluations, including Accelerated Pavement Testing (APT), microstructural analysis and properties such as environmentally friendliness.

Discussion of papers from Session 5

The South African paper by Steyn et al. "*Conceptual Performance Model For Deep In Situ Recycled Pavements With Cement And Bitumen Additives*" is an example of research performed in the field on a real foam, cement and emulsion treated recycled pavement using Accelerated Pavement Testing (APT). The approach is basically to study the structural performance of the recycled pavements in the dry and wet states in a phenomenological way. The idea is to develop a conceptual structural/functional performance model, so that the behaviour of this type of pavement, or material can be compared to normal stabilized pavements in South Africa. The tests performed so far indicated very good flexural performance, but durability (or erodibility) was identified as a major problem during wet states of the pavement, especially when water enters the interlayer between the asphalt surfacing and the recycled layer in the wheel paths. The initial indications are that the foamed and emulsion treated materials, with cement behaves very similar to traditionally lightly cementitious materials in South Africa.

It is suggested to do further laboratory testing to establish an appropriate erodibility criterion for foam and emulsion treated base materials for pavements in South Africa (SA). Also, it is suggested to do further evaluations of the permeability of the materials, and at different amounts of cements and bitumen binders. Testing under higher wheel (tyre) loads are also recommended. All the above could result in improved material specifications for these layers. The importance of a well-balanced laboratory test program in association with the filed APT progress is also stresses in order to develop an appropriate performance model for these recycled materials.

The German paper by Rossberg, "*In situ pavement recycling using cement and bitumen combined as binder: Strength parameters and long-term performance"* discussed the mechanical behaviour of recycled material specimens in typical laboratory strength tests. The approach uses a very descriptive identification method for the specimens, which is very useful. Indirect Tensile Strength (ITS), as well as Unconfined Compressive Strength (UCS) tests were performed in the laboratory, at different binder contents. The inter-relation between cement and bitumen content on the strength and strain of the test specimens were very distinctive. It also demonstrated the rigidity of the cement, but also the pliability of the

asphalt. It was also possible to develop a fatigue transfer function for these materials using the repeated ITS test.

It was found that cement content had the decisive influence on the strength properties, provided more than 2 per cent was added. However, it is recommended to add 4 per cent cement for strength.

The paper conclude to say that the mechanical behaviour of the recycled materials containing cement and bitumen cannot only be judged by the usual testing and evaluation methods of concrete engineering.

The Italian paper by Giuliani, *"X-ray diffraction method for studying cement-modified bitumen-emulsion mixtures in asphalt pavement cold recycling"* demonstrated the use of classic x-ray diffraction methods in order to assist in the identification and explanation of the interaction between cement and bitumen, rather well. The question was if bitumen emulsion and the cement forms a new binder, or are they acting independently ?. The role of cement when added to the bitumen emulsion was therefore to be studied on a microstructural level.

The study found very importantly, that the cement is not an inert filler, and that the breaking of the cationic emulsion is more due to chemical attraction between the water of the emulsion and those of the hydraulic binder, than bitumen/cement attraction. The study confirmed that the water reacts firstly to the cement-filler helping hydration. Secondly, the bitumen film, no more in a watery phase, coats the cement-hydrated or RAP granules, resulting in important bonds for strength development in these recycled mixes.

In another Italian paper by Simone et al, "*The influence of Portland cement on the cold-mix asphalt recycling design*" was investigated. The paper justifies the use of cold recycled materials on the basis of the "environmentally friendliness" of this method, and that Italy should make much more use of this method, in a similar way as other European countries are doing. In the laboratory studies three phases were identified for asphalt emulsion and cement treated materials, i.e. Cement hydration first, then breaking of emulsion (loss of water), and then that the bitumen deposits on the cement crystals (very similar to previous paper by Giuliani). Cohesion bonds are then formed between bitumen coated particles.

The paper concluded that the treated materials show no cracking at low temperatures. The laboratory study indicated that the Gyratory shear compactor is preferred above the Marshall method of compaction. The optimal cement content was found to be 1.5 percent and three (3) per cent emulsion (max.). The laboratory strength tests indicated that the ratio between water cured and air cured specimen strengths should be higher than 0.75. The paper ended by stating that cement contributes largely to good workability, and the resist deformation, while the bitumen extends the fatigue life of these treated recycled materials.

The Spanish paper by Potti, *"Experiences on combined recycling with cement and bituminous emulsion"* discussed the possibilities of mixed binders (i.e. cement and bitumen emulsion), and some recycling techniques are discussed. A very sensible classification table is suggested as a guide for recycling technology in Spain. This classification is based on the material and thickness characteristics of the pavement to be recycled. It specifies the thickness of the new pavement, and the amount (range) of binder to be used to achieve a certain objective, i.e. recycled material.

Some innovative ways of semi-automatic cement spreading is proposed, which is attached to the recycling machine, as opposed to spreading cement in front of the recycler by hand.

In the first paper from the Netherlands by Houben et al, *"Fatigue Characterisation of Recycled Asphalt stabilised with Bitumen-emulsion and Cement"*, the fatigue growth through cracking of cement and bitumen-emulsion treated recycled materials are investigated using simple tests. Static and dynamic indirect tensile tests on gyratory compacted specimens were performed. Fracture mechanics, indirect tensile strength and stiffness modulus were investigated and used. It was found that the foregoing to be temperature and loading rate dependent, as expected. However, with respect to crack growth and fatigue resistance at 15 ° and 4 Hz loading rate the stabilised asphalt granulates behaves more like a cement-bound material. This finding is very similar to the one by Steyn et al., in the first paper.

The paper concludes that a minimum of three per cent of bitumen-emulsion and three per cent cement (by mass) is suggested for optimum performance. The fatigue transfer function for use in mechanistic pavement design was developed from crack-growth theory. Simple tests are suggested such as the Indirect Tensile Test (ITT). Dynamic ITT's were also done.

Material fatigue behaviour very similar to cement-bound materials, while stiffness, ITS and fracture energy loading rate and temperature dependent.

In the second paper from The Netherlands by Van De Ven et al., "Stabilisation of cinder with foamed bitumen and cement and its use as (sub) base for roads", a cohesionless weak parent material to Ethiopia, called Cinder, was investigated for use as a foam and cement stabilised base or subbase material in Ethiopia. The approach was to use normal UCS and fatigue tests to evaluate the characteristics of the stabilised Cinder material. These tests were done in dry and soaked conditions. It was found that the parent material had a deficiency in sand, when used as a foamed treated layer. It was also found the Cinder was very vulnerable to crushing under compaction, but not sensitive to water. Foamed cinder was stable at three percent emulsion. Materials mixed with the Pugmill gave better results than those mixed with the Hobart mixer. Gyratory compaction resulted in higher UCS values compared to those done by the PROCTOR method.

The cement only bound Cinder at 5 per cent resulted in a very good and water insensitive material. The resilient modulus and fatigue behaviour increased with increased density. A reasonable fatigue transfer function could be developed for the cement bound cinder. Based on this fatigue transfer function, it was possible to demonstrate a mechanistically based pavement design, estimating fatigue life of the 5 percent cement treated cinder (CBC) road in Ethiopia to be approximately 11 years.

A sand filler to be added if Cinder to be used as Foamed bitumen treated material.
Strength and durability of the cement bound Cinder to be studied at lower than 5 percent cement content.

Investigations should also concentrate on reducing crushing potential of the Cinder. Possible use of treated Cinder as subbase in flexible pavements is highly recommended. Joints to be introduced in-situ to prevent shrinkage cracking. Field trail sections to be constructed and field vs lab compaction to be compared.

From Austria, the paper by Koubowetz, *"A Special Hydraulic Binder For Heavily Contaminated Tar-Bound Material"* discussed the use of a special hydraulic binder called "Flaustab" to be used to immobilise the poiseness Polycyclic Aromatic Hydrocarbons (PAH) and phenols, typically found in old tar treated pavement layers. This is needed when these old tar bound pavements are recycled, to prevent contamination of the ground water. A good track record exists over the last four years by the use of Flaustab. Cement spreader to be used twice during construction process. The hardening process is also slower, but traffic can be allowed after three days without causing any distress. Lots of control tests for leaching is however, needed.

Ordinary Portland Cement (OPC) is efficient to immobilise inorganic materials, but for organic materials such as PAH, Flaustab is highly recommended.

In the second South African paper, by Semmelink et al, *"The viability of a cement-emulsion treated calcrete gravel base in comparison with a crushed stone base"*, the use of a unique dynamic tri-axial test device, called the "K-mould" was used effectively to evaluate several engineering properties of cement – emulsion treated recycled Calcrete materials to be used for a pavement rehabilitation study. UCS tests were also used for strength testing, and were approximately 1800 kPa. The California Bearing Ratio (CBR) was also high at 230 per cent, while the elastic modulus were approximately 1400 kPa.

The K-mould evaluation indicated very similar elastic moduli values, than those found during the back-calculated using Falling Weight Deflectometer (FWD) deflection basin data. Plastic deformation results from the K-mould indicated approximately a bearing capacity of 10 million load repetitions to result in 10 mm plastic deformation in the recycled and treated Calcrete layer. The mechanistic analysis indicated that the material is safe against shear failure.

The paper concluded that cement-emulsion stabilisation is widely in use in South Africa since 1972. The life span of a pavement is substantially improved by using cement-emulsion mixes. The value of the K-mould test was also well demonstrated in this paper. The importance of mix design in the laboratory is also highlighted, and that cement-emulsion stabilisation is a very cost effective alternative way of pavement rehabilitation where good parent road building (such as un-weathered crushed stone) materials are scarce.

The last paper in Session 5, was from Japan by Kanno et al, "Application of Asphalt Emulsion to In Situ Recycling Base Course Method". This paper describes the general outline of in situ recycling cement and asphalt emulsion stabilised base course method in Japan, where the technology is 20 years old. Non-ionic emulsions are used with cement. The asphalt emulsion amount is determined by formulation, based on the weight of the finer gradations of the parent material, and a mixing ratio formulation based on the thickness of existing asphalt and treated pavement. UCS reference values between 1.5 MPa and 2.9 MPa are used. The residual strength should be more than 65 percent. Freeze-thaw test indicated that the durability cement-emulsion mixes compares favorable with hot mix asphalt. Good performance from the field indicated ruts depths less than 5.6 mm, and cracking index of 2.4 per cent on recycled pavements, predicting still a ten-year "life" for these pavements.

In Japan, the question of second and third time recycling is prevalent, since recycling is being used for a long time. Second time recycling very efficient, using the same methods during

first time recycling, but there is a question on third time recycling and associated methods needed for that.

Innovative ways for more dust-proofing cements in urban were suggested, using briquette type, Teflon added or wet type hydraulic binders. Where hexavalent chromium exists is in pavement materials, the use of Portland Blast Furnace Cement (PBFC) is highly recommended to prevent contamination through elution.

The paper concludes that cement and asphalt emulsion recycled layers are highly durable, and that the secret of these materials lies in the rigidity of the cement, and pliability of the asphalt. Recycling is resource-rich and energy efficient – contributing to the preservation of global environment. Lastly, recycling is actively adopted in Japan, and is less expensive than traditional paving.

Concluding remarks

- Both cement and cement + bitumen emulsion stabilised recycled material technologies are alive and well. Increased use worldwide;
- Increased usage of cement and foam treated technology;
- No doubt on economic and environmental friendliness of the method. It a green method;
- Fatigue life seems as good as traditional lightly cement bound stabilised materials;
- Resistance against shear failure/and/or permanent deformation is good;
- Important to evaluate dry/wet strength ratios of recycled materials;
- Some doubt exist on the durability or erodibility of recycled materials stabilised with relatively low dosages of cement and emulsion (< 1.5 per cent by mass);
- Optimum results for most pavement materials seems to be at 3 per cent cement and emulsion, by mass;
- Normal strength tests for asphalt and cement should be used together on cement-emulsion stabilised materials in the laboratory for mix design purposes.
- Microstructure analysis needed when in doubt on interrelations between cement as hydraulic binder and water based bitumen emulsions.
- Field evaluation through accelerated pavement testing very expensive, but very useful for proving structural performance of recycled and treated pavement materials.
- Poiseness elution to the ground water from old tar contaminated pavement layers could be eliminated by using specific binding agents during the recycling process of these pavements.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ANÁLISIS DIFRACTOMÉTRICO CON RAYOS X PARA EL ESTUDIO DE MEZCLAS EMULSIÓN BITUMINOSA MODIFICADA-CEMENTO EN EL RECICLADO DÉ FIRMES BITUMINOSOS

X-RAY DIFFRACTION METHOD FOR STUDYING CEMENT-MODIFIED BITUMEN-EMULSION MIXTURES IN ASPHALT PAVEMENT COLD RECYCLING

F. Giuliani
Università di Parma
Dipartimento di Ingegneria Civile
Parco Area delle Scienze, 181/A
43100 Parma (Italia)
felice.giuliani@unipr.it

RESUMEN

Numerosos estudios científicos han puesto de manifiesto que las principales propiedades mecánicas de las mezclas, empleados en firmes flexibles mejoran, en general, al añadírseles pequeñas cantidades de cemento. Dichas mejoras se manifiestan durante todo la vida de servicio del firme, desde le fase de mezclado y extensión, hasta las condiciones de pleno ejercicio.

El objetivo principal de este estudio experimental, basado fundamentalmente en observaciones a nivel microestructural, es contribuir a la comprensión del papel que desempeña el cemento Portland cuando es añadido a la emulsión bituminosa, en el proceso de reciclado en frío. Es importante establecer si la mezcla emulsión bituminosa-cemento constituye un nuevo tipo de ligante o si los dos materiales contribuyen de forma independiente a la formación de nuevos enlaces.

Con este propósito se ha realizado un análisis difractométrico con rayos X con el fin de identificar los distintos constituyentes de la mezcla emulsión bituminosa-cemento y evidenciar posibles interacciones mutuas.

Los resultados constituyen una contribución al estudio del contenido óptimo de los diversos constituyentes de las mezclas bituminosas recicladas en frío, con el fin de resaltar el comportamiento del producto final, comprendiendo al mismo tiempo el papel activo desempeñado por el cemento como regulador: no es un filler inerte sino que produce estructuras fuertemente fibrosas e influye en la resistencia de las mezclas recicladas in situ.

ABSTRACT

Numerous recent studies have provided a wealth of evidence that the main mechanical properties of mixtures employed for flexible road pavements are, in general, improved when a small amount of Portland cement is added. Such improvements are manifest at all the stages of the pavement lifetime, from mixing and laying operations up to in service.

The main aim of this experimental study, based essentially upon observation at the micro structural level, is to present a contribution in the understanding of the effective role played by Portland cement when added in the bituminous emulsion cold recycling. The main question to be addressed is whether the bituminous emulsion and the cement can form a completely new binder, or they are active the one independently from the other.

To this aim, a diffractometric X-Ray analysis has been performed in order to identify the various components of the cement-emulsion mixture, evidencing possible mutual interactions.

The results are a contribution for the study of the optimal amount of the various components of recycled cold-stabilized bituminous mixtures, in order to enhance the performances of the final product, understanding at the same time the active role played by the cement as a regulator: it is no an inert filler but it produces strong stringy structures and influence the resistance of recycled mixtures on site.

PALABRAS CLAVE

Rayos X, emulsión bituminosa, reciclado en frío, cemento.

KEY WORDS

X-Ray diffraction, bituminous emulsion, cold recycling, cement

1. INTRODUCTION

The State of Practice (1) and above all the most recent and qualified experimental test in the sector show that adding cement to the emulsion guarantees a very good performance of the stabilized mixtures, just comparable with that of traditional hot mix asphalt.
In these tests, cement proved to be a regulating element of the emulsion setting, by increasing the viscosity of the asphalt binder and contributing to the creation of new bonds in the mixture. Cement actually influences both the physical and the chemical properties of asphalt mixtures, even though it is used in very small doses (2). Brown and Needham (3) and Zawadski (4), in fact, have highlighted its beneficial action in producing an excellent rutting resistance and a very high stiffness modulus in laboratory samples, even after they were plunged in water.
This statement, to be found in some authors' recent experiences (5), is based on the fact that cement hydration takes place thanks to the watery phase of the bituminous emulsion and, consequently, cement is no inert filler but it produces strong stringy structures.
The XRD analysis, among other methods, allows to verify the actual production of cement hydrates thanks to the presence of bituminous emulsion.
This sophisticated method is based on the application of the Bragg Theory (6), according to which substances with a crystalline structure, if invested by X-Rays, produce specific diffraction peaks, completely absent in the XRD patterns of amorphous substances.
The application of the diffraction X-Ray analysis to the investigation of cement-bituminous emulsion mixtures allows to distinguish in a mixture between those compounds that have a regular molecular structure (crystal lattice, which is typical of the products of cement hydration) and those mainly lacking an atomic order (amorphous substances, clearly recognizable in the asphalt binder).

2. THE DIFFRACTION X-RAY ANALYSIS

X-Rays are electromagnetic radiations with a wavelength ranging from 0.01÷100 Å. Diffraction occurs when the X-Rays invest a typically crystalline substance, i.e. a substance whose atoms have a regular geometric structure, called diffraction reticulum.
The X-Rays are diffracted if the diffusing objects are placed at distances comparable with the radiation's wavelength. The resulting interference figure (diffraction pattern) can be analysed to determine, alternatively, either the wavelength of the incident X-Rays or the size of the primary cell of the crystalline reticulum.
This analysis technique can be applied also to powder substances that, however, show some kind of regular molecular structure. If we think of crystals as being made up of a sequence of parallel atom planes spaced out by a distance d, i.e. a sequence of reticulum planes, the conditions indicated by Bragg to obtain a radiation peak (figure 1) are as follows:

- the incident ray must be reflected specularly by the atoms belonging to any plane, that is, the angle of incidence must be equal to the angle of reflection;
- the rays reflected by the successive planes must interfere constructively. The difference in the distance covered by the two rays is as high as $2d\sin\theta$, where θ is the angle of incidence and d is the distance between the crystalline planes;
- in order for the rays to interfere constructively, the distance covered by the two rays must be a whole multiple of the wavelength λ, according to the equation 1.

$$2d\sin q = n\,l \qquad (1)$$

If we want to determine by way of experiment the so-called Bragg diffraction peaks, we have to vary the direction of the incident ray compared to the surface of the sample to be analysed.

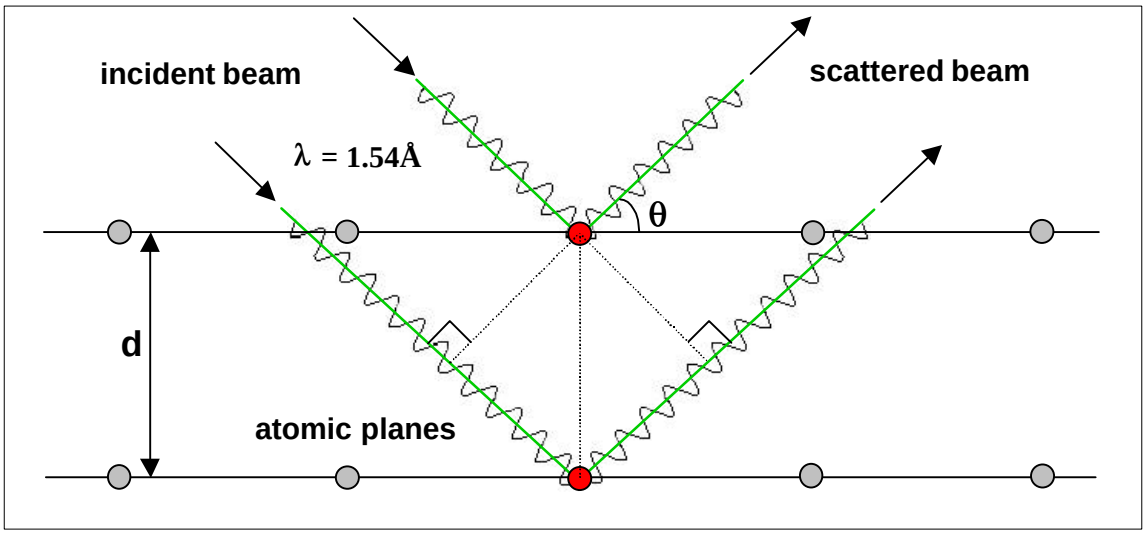


Figure 1: Scheme of the Bragg Theory

3. EXPERIMENTAL INVESTIGATION

In order to test cement-bituminous emulsion mixtures, an experimental research was carried out by means of XRD, through which it was targeted the process of making of either regular or amorphous molecular structures.
These can be identified thanks to their different diffraction pattern, both in the anhydrous cement and in the hydrated cement, as well as in the different kinds of cement-bituminous emulsion mixtures.
By comparing different pattern, one is actually able to evaluate analogies and differences as far as the chemical structure of the tested compounds is concerned.

3.1 Materials

During the test the following substances were used:

- slow-setting bituminous cationic emulsion with 60±2% weight binder (bitumen type 20/30) suitable for ASTM D-244 cement, homogeneous, with a pH=2 degree of acidity;
- Portland II/B-L cement, class 32.5R, according to UNI EN 197, dry, completely passing through a 75μm sieve;
- calcium carbonate filler, dry, completely passing through a 75μm sieve;
- water taken from the local water system.

Tests were made in a laboratory area under controlled temperature and relative humidity.
Table 1 shows the composition of the 8 (P1-P8) XRD tested pastes, pointing out dosages and weight relations between the components and mentioning the time lapse between mixing phase and analysis.

Table1 – Samples for XRD Analisys

Sample	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Emulsion (g)	7.0	3.5	3.5	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Portland Cement (g)	4.0	0.0	0.0	1.0	4.0	0.0	3.0	4.0
Water (g)	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	0.0	0.0	2.8
Filler (g)	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0
Bitumen (g)	4.2	2.1	2.1	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0
Watery Phase (g)	2.8	1,4	1.4	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0
E/PC	1.75	3.5/0	3.5/0	3.50	-	-	-	-
W/PC	-	-	-	-	0.70	-	-	0.70
(W+WP)/PC	0.70	-	-	1.40	0.70	-	-	0.70
B/PC	1.05	-	-	2.10	-	-	-	-
(W+WP)/B	0.67	0.67	0.67	0.67	-	-	-	-
Time of Curing (hh.mm)	48.00	48.00	48.00	48.00	48.00	0.05	0.05	0.05

3.2 Mixing Procedure

The mixing procedure as well as the adding sequence of the mixture's components is very important, also considering the possible procedure to be followed in organising the work's stages in a yard in order to realise a cold-recycled cement and bituminous emulsion base course.

Actually in a building site there are two procedures available:

- the first one is the spreading of powdered cement on the pavement before the milling machine passing over it;
- the second one is carried out by injecting in the mixing chamber of the recycling machine the slurry-like pre-hydrated cement, together with the bituminous emulsion.

In the first case, the cement's dosage could be not perfectly homogeneous, because of laying out problems, or either because of the wind's disturbing action.

On the other hand the cement hydration can happen both through the absorption of the added water (or either water available in the RAP) and at the expense of the watery-phase of the bituminous emulsion.

In the second case, the dosage's control is certainly much more accurate, moreover the cement has already begun its hydration phase before reaching the mixing chamber, i.e. before amalgamating with the RAP and the emulsion.

The mixing procedure used during the laboratory tests is the following one:

- measuring out of the mineral component (calcium filler or either portland cement) within a 5 cm diameter china bowl;
- adding of liquid component (bituminous emulsion or either water) by means of a precision syringe;
- five-minute mixing of the compound my means of a metal palette knife;
- laying out of the mixture on the sample-slide with the following maturation-stage at the air.

The making up of the blends as well as the components' rate were obtained by means of a sensitive scales; in order not to modify the tests' results, the preservations' conditions of the tested materials, as well as the samples' maturation process were kept constantly unaltered.

3.3 XRD Device

The kind of diffraction device used for the experiment is a Philips PW 3710 with anodic copper pipe. The electronic bombing of the copper pipe generates the emission of a X-rays beam with a λ wavelength corresponding to 1,540 Å.
The ray hurts the copper tube from different angles changing progressively its position, whereas the sample lies flat.
The diffracted radiations fulfilling the law of Bragg are picked out by a detector (scintillator) and accordingly are sent to an electron-analysis system, supplied with the provided software, which in its turn works out the data and plots a curve of the diffraction's spectra of the analysed material.
The orientation of the incident rays changes according to the θ angle between 2.5° and 60° with a 0,025° step every 2 seconds.
Every test lasted therefore 4600s corresponding to 2300 steps.

4. ANALYSIS OF THE RESULTS

4.1 XRD Pattern

In general a diffraction pattern highlights the connection between the angle of incidence of the X rays beam, 2*q*, and the amount of electronic signals detected by the scintillator, in relation to the intensity of the reflected ray, expressed by the instrumental discretionary report in counts/seconds.
In every single pattern, peaks with a small base and a pronounced height reveal the presence of regular structures, typical of crystals (1st order peaks, n=1)
By the analysis of figure 2, it is possible to compare the diffraction patterns in a sample taken in the bituminous phase of the emulsion, as well as in an anhydrous sample of Portland cement. The bitumen pattern doesn't show peaks indicative of crystalline structures.
This pattern, as a result of the experiment, tends to rise by the fluctuations of the angle of incidence, according the peculiar behaviour of an amorphous structure, in which anyway a certain space consistency of the molecules can be detected.
By applying the Law of Bragg to the value of the cusp, as a result we have: *d*=4,55 Å, equal to the average distance between the reticular planes made up by the aromatic fractions particularly abundant in the bitumen.
In the pattern of the anhydrous cement sample, one can notice the typical first grade peaks. The XRD technique consents to pick out both molecules and peculiar crystals in every substance, in relation to every peak. This kind of study, anyway, postulates a particularly long and difficult analysis, which belongs much more to chemistry than engineering.
In figure 3 the diffraction pattern of the calcium carbonate filler is reported along with the pattern of the bituminous emulsion-filler mixture. The perfect correspondence of the abscissas in the peaks of the paste P3 and P6 is clearly recognisable in the picture.
The total overlapping of the patterns, which, as mentioned above, is clearly proved, is due to the lacking of new atomic bonds, as a consequence of mixing the substances. There is no mutual interaction, from the chemical point of view, between emulsion and filler, and therefore, as expected, the filler behaves as an inert particle.
The diffraction caused by X-rays, allows one to appreciate modifications in the pattern of the ordinary Portland cement during the whole hydration process, as well as before and after it.

Picture 4 lists the diffraction pattern in the powdered cement and in the water-cement mix, as revealed by the analysis made 5 minutes after mixing.

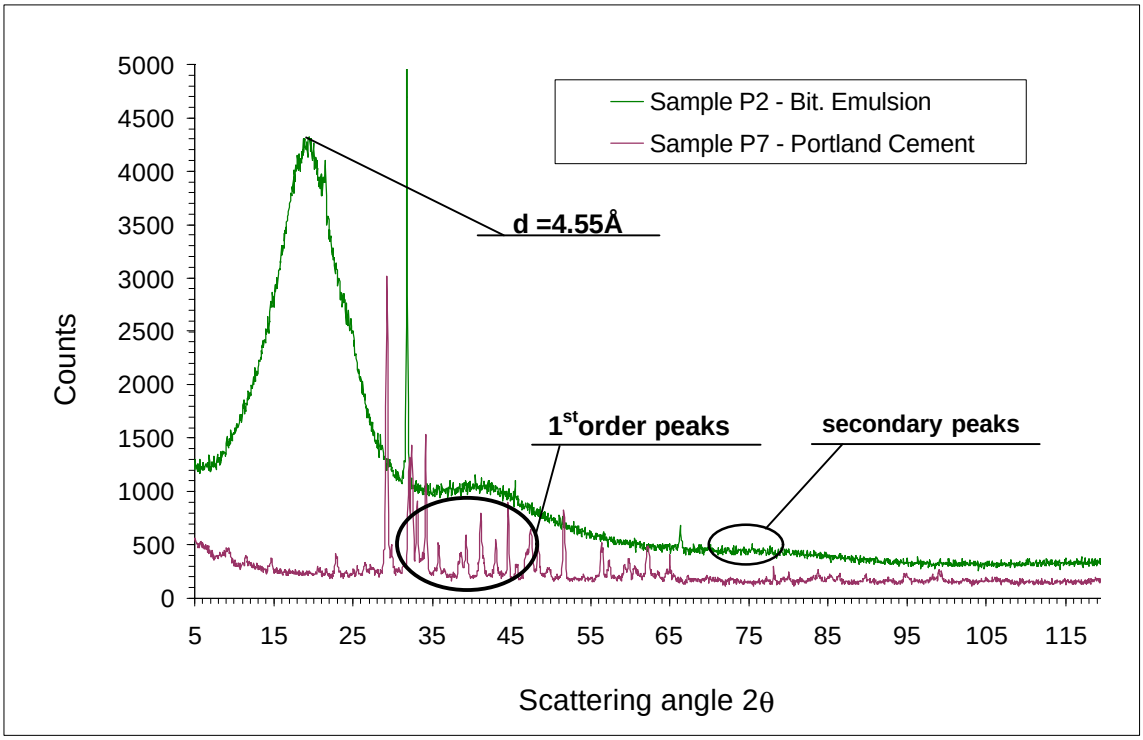


Figure 2: XRD pattern of samples P2 and P7

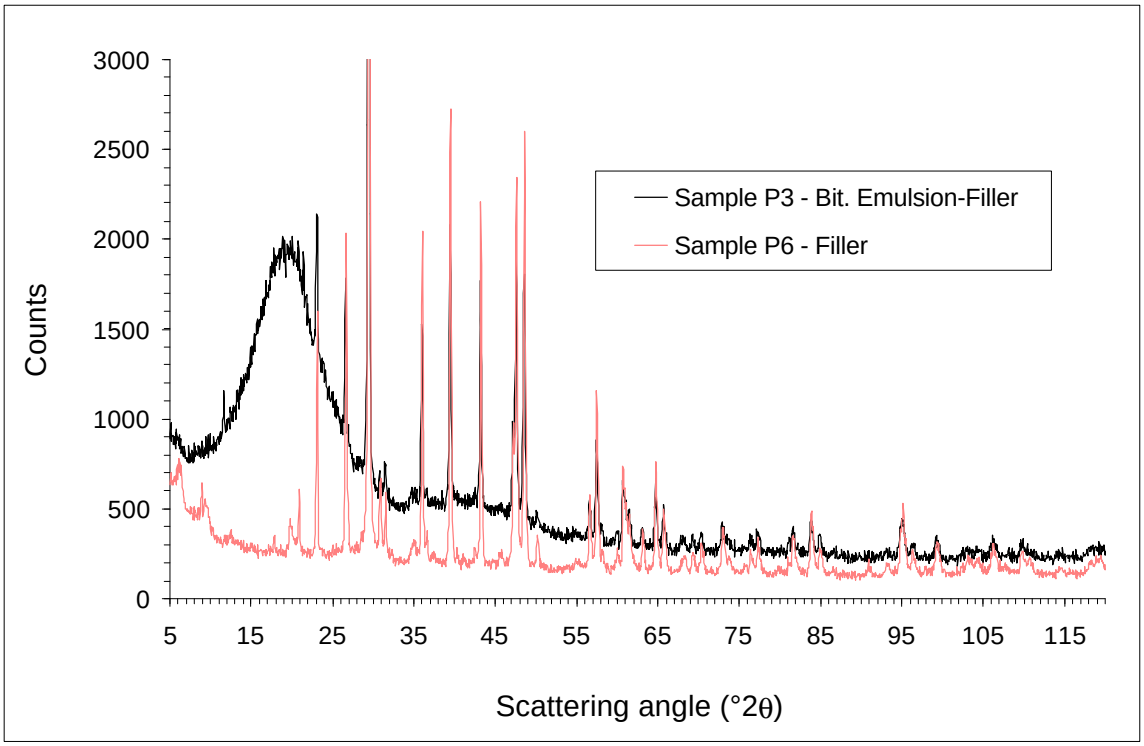


Figure 3: XRD pattern of samples P3 and P8

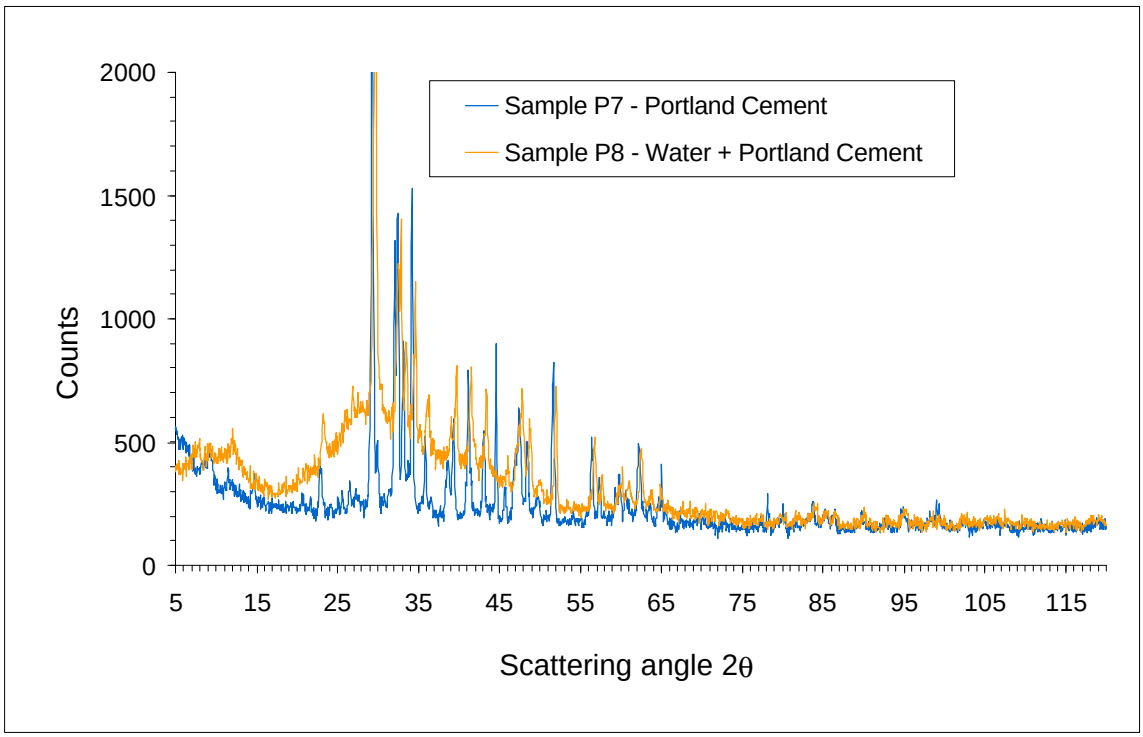


Figure 4: XRD pattern of samples P7 and P8

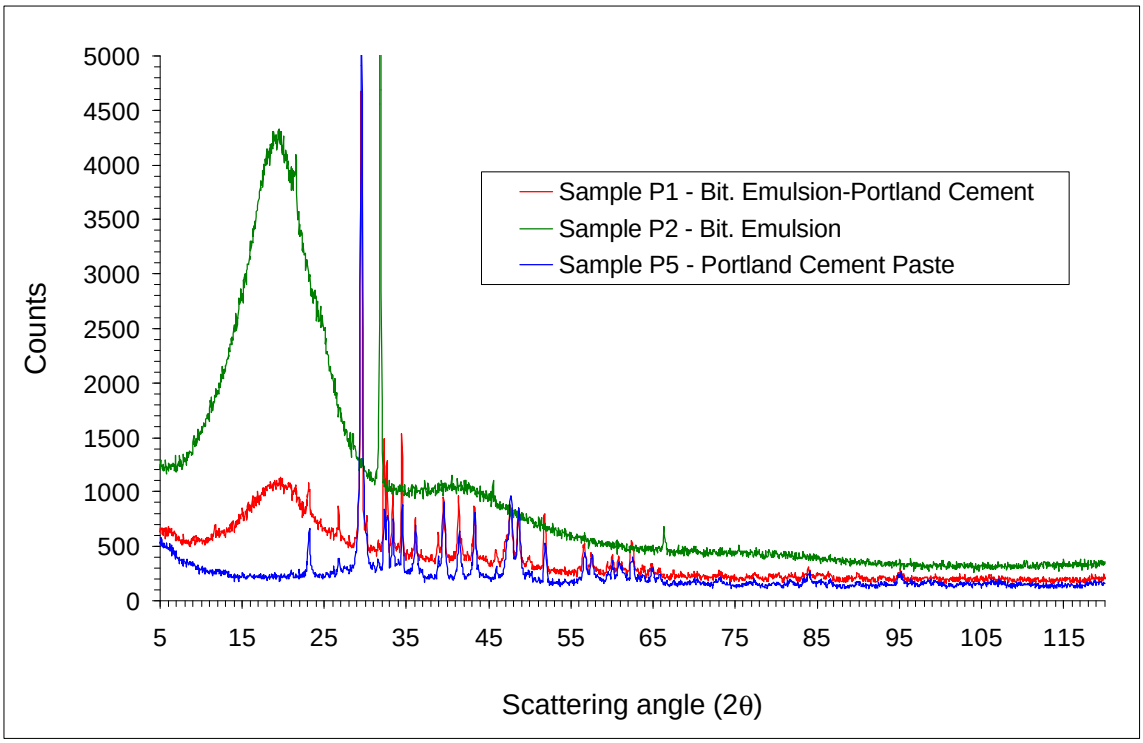


Figure 5: XRD pattern of samples P1, P2 and P5

With respect to the duration of the test and the time of exposure to air of the sample, one is allowed to assume that, in the case of sample P8, which, compared with sample P7, contains new compound substances, the hydration process of the most reactive components in the cement, i.e. the aluminized C_3A and C_4AF (7), has already begun.
Irrespective of the conjectures about the nature of the particular compounds to be revealed by the analysis of the pattern, the fluctuation of diffraction values in the graphic is a function of the presence of water, as well as a function of the curing time.
The different amount of crystals in the composition of the substances can be revealed by the changing of the scan angle in the abscissa, but also considering differences in the altitude-base rates of the peaks.
In this respect, the analysis of sample P1 and P5 (figure 5), as well as P4, containing bituminous emulsion and cement, is very important. As far as these samples are concerned, as a result of the analysis it came out also that:

- hydration of the cement happened at the expense of the watery phase of the bituminous emulsion;
- after 48 hours, the peaks of the sample of hydrated cement are identical to those of the bituminous emulsion-cement mixture;
- the process of hydration and the early setting is not prevented by the presence of bitumen.
- the hydration process can be checked also in respect to mixtures marked by a high emulsion/cement rate.

In the end we can exclude a mutual influence between bitumen, cement and emulsions, both from a chemical and from a physical point of view.

5. CONCLUSION

The setting of a bituminous emulsion exposed to air is certainly quickened by the contact with the filler, both in case the filler is a calcareous one, and in case it is made of Portland dust-cement. Nevertheless, the adding of a reactive element like the cement during streets-paving cold recycling determines not only a regulation of the bituminous emulsion setting, but helps the making of important bonds.
Our experimental inquiry based on XRD technique, showed how dust-like cement, as well as water-hydrated cement, or alternatively cement mixed with bituminous cationic emulsion, reacts when hit by X-rays, generating different interference figures. In particular in our present research we studied different kinds of reaction of Portland cement by using diffractometric XRD analysis.
After checking the results, we can confirm, that the presence of bitumen in the cement does not prevent the making of peculiar cement hydrated compounds. Therefore the cement itself cannot be considered, within the process of streets-paving cold recycling, as an inert filler, which would only influence the breaking of the emulsion with a surface-like energy.
This has been actually confirmed by other researches made about mechanical capacities of similar mixtures (2), where it has been proved how deeply the cement works on the mix, whereas mineral non-reactive fillers didn’t show any influence on it.
The breaking of cationic emulsion is due much more to the chemical attraction between the water in the watery stage of the emulsion and the hydraulic binder, than being a consequence of the bitumen/cement attraction.

In the end it has been confirmed that the above mentioned water reacts firstly to the cement-filler, helping the hydration. Only in a second time the bitumen-film, no more in a watery-phase, coats the cement-hydrated, or RAP granules during the process of pavement-recycling.

6. REFERENCES

(1) Kearney, E. *Cold Mix recycling: State of the Practice*. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, AAPT, vol. 66, Salt Lake City, USA, 1997.

(2) Montepara A. and F. Giuliani. *The Role of Cement in the Recycling of Asphalt Pavement Cold-Stabilized with Bituminous Emulsions*. 2nd International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control, Auburn, Alabama, USA, 2001.

(3) Brown, S. and D. Needham. *A Study of Cement Modified Bitumen Emulsion Mixtures*. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, AAPT, vol. 69, Reno, USA, 2000.

(4) Zawadzki J. *Some Properties of the mineral-Portland Cement-Emulsion Mix*. Proceedings of 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress, paper n. 305, vol. 2, Barcelona, Spain, 2000.

(5) Oulahna, D., Zizi, Z. and A. Benhassaine. *Emulsion de Bitume-Ciment: Réactivité Hydraulique et Rupture de l'Émulsion*. Proceeding of 1st Eurasphalt & Eurobitume Congress, Strasbourg, France, 1996.

(6) Klug, H. and L. Alexander. *X-Ray Diffraction Procedures for Polycrystalline and Amorphous Materials*. 2nd ed., John Wiley & Sons, New York, USA, 1974.

(7) Collepardi M. *Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo*. Hoepli ed, Milano, Italy, 1991.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPANA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

CARACTERIZACIÓN A FATIGA DE MEZCLAS BITUMINOSAS RECICLADAS CON EMULSIÓN BITUMINOSA Y CEMENTO

FATIGUE CHARACTERISATION OF RECYCLED ASPHALT STABILISED WITH BITUMEN-EMULSION AND CEMENT

L.J.M. Houben
Delft University of Technology
Faculty of Civil Engineering
P.O. Box 5048
2600 GA Delft
the Netherlands
L.J.M.Houben@citg.tudelft.nl

RESUMEN

Esta comunicación describe la determinación de una ley de fatiga de mezclas bituminosas recicladas con emulsión bituminosa y cemento, por medio de la teo ia de formación de fisuras y los resultados de algunos sencillos ensayos.

Los ensayos de tracción indirecta, estáticos y dinámicos, se han llevado a cabo sobre testigos extraidos de 4 obras de carretera, y sobre probetas de laboratorio compactatadas con la giratoria. Los resultados de ensayo (resistencia a tracción indirecta, energía de fractura, módulo de rigidez) de la mezcla bituminosa reciclada dependen en cierta medida de la temperatura y de la frecuencia de carga, lo que es un comportamiento habitual de los materiales bituminosos. Sin embargo con respeto a la formación de fisuras y a la resistencia a fatiga (para una temperatura de 15 C y una frecuencia de carga de 4 Hz) la mezcla reciclada se comporta de forma más parecida a un material tratado con cemento.

ABSTRACT

This paper describes the determination of the fatigue relationship, by means of the crack growth theory and the results of rather simple tests, of recycled asphalt granulate that is stabilised with both cement and bitumen-emulsion.

To this end static and dynamic indirect tensile tests have been done both on cores extracted from four realised road projects and on laboratory-made cylindrical specimens compacted with the gyrator. The test results (indirect tensile strength, fracture energy, stiffness modulus) for the stabilised asphalt granulate are to some extent dependent on temperature and loading frequency, which is typical behaviour for bitumen-bound materials. However with respect to crack growth and fatigue resistance (for temperature 15°C and loading frequency 4 Hz) the stabilised asphalt granulate behaves more as a cement-bound material.

1. INTRODUCTION

In the Netherlands every year about 2.5 million tons of old asphalt become available because of reconstruction and rehabilitation of existing asphalt roads. This old asphalt is recycled to a very great extent, either as asphalt granulate (up to 50% by mass) in hot mix asphalt base layers or as asphalt granulate which in a cold mix process is stabilised with cement and/or bitumen emulsion to act as a new road base layer.
This paper describes materials research on asphalt granulate which is stabilised with 3% (by mass) cement and 3% (by mass) bitumen-emulsion[1]. The material was originally developed to cope with the substantial amount of tar-contaminated asphalt (around 400,000 tons every year) that cannot be recycled in a hot mix process because then Polycyclic Aromatic Hydrocarbons become available which are very dangerous for mankind and environment[2]. By stabilising such asphalt granulate in a cold mix process (which is favourable with respect to energy consumption, health and environment) both with bitumen-emulsion and cement one aimed for a road base material with a good resistance against leaching of pollutions and good material characteristics from a structural point of view (stiffness, fatigue strength, resistance against permanent deformation).

The fatigue characteristics of the cement/bitumen-emulsion stabilised asphalt granulate are of greatest importance when designing pavements with such a base layer. However, the traditional determination of the fatique characteristics through three or four-point-bending tests on (difficult to acquire) beams is quite time-consuming and expensive.
In this paper a method, based on the crack growth theory for visco-elastic materials, is presented to determine the fatique characteristics of the stabilised asphalt granulate through rather simple and fast to perform static and dynamic indirect tensile tests on easy to obtain cylindrical specimens. These tests were performed both on cores extracted from 4 realised road project and on laboratory-made cylindrical specimens compacted with the gyrator.
The chapters 2 and 3 give a short description of the composition of the stabilized asphalt granulate and the testing program. The results of the static and dynamic indirect tensile tests are presented in the chapters 4 and 5 respectively. Emphasis in the paper is laid on determination of the fatique characteristics of the stabilised asphalt granulate by means of the crack growth theory in chapter 6. Finally the conclusions of the research are presented in chapter 7.

2. MATERIALS

The research described in this paper was done on cores that were taken from 4 roads that were constructed in the period July 1993 to November 1994 in The Netherlands [1].
Table 1 gives some information about the composition of the stabilised recycled asphalt granulate, the pavement structure in which the material was applied as a base course and the construction of the base.

[1] The material investigated here is known by the trademark Emulscement® which was developed in the nineties by NBM-Amstelland, which is one of the greatest Dutch road contractors.

[2] Since January 1, 2001 the environmental regulations in the Netherlands do not allow any further recycling of tar-contaminated asphalt.

Table 1. Project data

	Project			
	W	N	H	BZ
Composition (by mass):				
- recycled asphalt granulate	100% 0/20 mm	80% 0/40 mm	90% 0/20 mm	90% 0/20 mm
- sand	0%	20% 0/3 mm	10%	10%
- cement*	3%	4%	3%	3%
- bitumen-emulsion*	3%	3%	3%	3%
- type of emulsion	anionic	anionic	anionic	cationic
Pavement structure thicknesses (mm):				
- asphalt concrete	140	120	140	180
- stabilised recycled asphalt base	200	200	250	250
- type of subgrade	sand	stone base	sand	sand
Construction:				
- date	July 1993	November 1994	September 1994	November 1994
- mixing	in place	in plant	in place	in plant
- spreading	grader	finisher	grader	grader
- compaction	vibration and static roller	vibration and tyre roller	vibration and tyre roller	vibration and tyre roller

***amount on top of 100% (by mass) aggregates**

Besides cores, taken from the 4 realised road projects, also gyratory compacted specimens were tested. These specimens were compacted to a target density of either 2100, 2130 or 2200 kg/m^3. These specimens are composed of 85% (by mass) asphalt granulate 0/20 mm, 15% (by mass) sand, 3% (by mass) cement and 3% (by mass) cationic bitumen-emulsion.

3. TESTING PROGRAM

As the main objective of this research was to investigate whether the fatigue characteristics of the stabilised asphalt granulate can be determined on the basis of simple and fast to perform tests it was decided to perform only Indirect Tensile Tests (ITT) on easy to core or manufacture specimens. The ITT was done both in a dynamic way (Dynamic Indirect Tensile Test, DITT) and in a static way (Static Indirect Tensile Test, SITT). A DITT yields the Stiffness Modulus (S_{mix}) which is the stiffness as a function of the temperature (T) and the loading frequency (f) or the loading time (t). A SITT yields e.g. the static elastic modulus (E_s), the static indirect tensile strength (σ_s) and the fracture energy (Γ_s) of the specimen at a certain temperature. These material properties are needed input values to enable the determination of the fatigue characteristics.
All specimens for the indirect tensile testing had a diameter of 100 mm and a thickness of about 40 mm (obtained by sawing a slice out of a core or gyrator compacted specimen. The numbers of specimens tested are given in table 2.

Table 2. Number of tested specimens.

test	project				Gyrator compacted specimens with target density (kg/m^3) of		
	W	N	H	BZ	2100	2130	2200
DITT	5	5	4	10	3	3	3
SITT at 0 C	5	5	4	10	3	3	3
SITT at 15 C	-	-	-	-	2	1	2
SITT at 30 C	-	-	-	-	2	1	2

4. DYNAMIC INDIRECT TENSILE TESTS

The Dynamic Indirect Tensile Tests (DITT) for determination of the Stiffness Modulus (S_{mix}) were done with the UTM-machine developed by IPC. At different temperatures (T = 5°C, 15°C, 20°C and 30°C) each specimen was subjected to half-sine load pulses of different width (loading time t = 31, 63, 125, 250, 500 and 1,000 ms i.e. loading frequency f = 16, 8, 4, 2, 1 and 0.5 Hz). To prevent damage of the specimen the applied force is as small as possible provided that the occurring resilient deformations are reliable.

The occurring stresses in the specimen in the indirect tensile test are shown in figure 1.

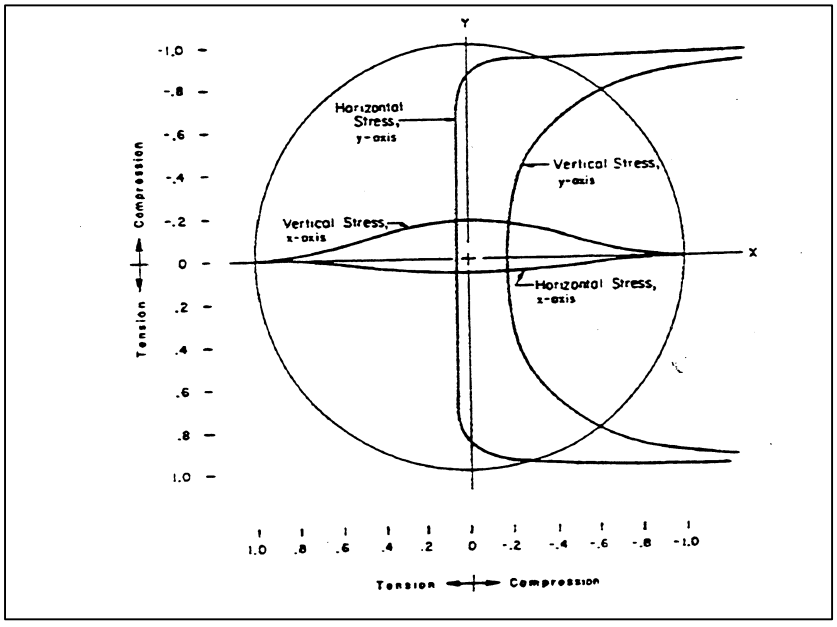


Figure 1. Stress distributions in the indirect tensile test.

The Stiffness Modulus for each test condition is determined from the applied force F and the measured resilient horizontal strain of the specimen:

$$S_{mix} = \frac{F\,(u + 0.27)}{h \quad c} \tag{1}$$

$$e_r = \frac{c}{D} \tag{2}$$

where:

S_{mix} = Stiffness Modulus (N/mm²)
F = applied force (N)
h = height (thickness) of the specimen (mm)
D = diameter of the specimen (mm)
χ = resilient horizontal displacement (mm)
ε_r = measured resilient radial (horizontal) strain (mm/mm)
υ = Poisson's ratio (-); in this research the value υ = 0,35 has been used

The average densities (and standard deviations) of the tested specimens of the 4 road projects and the gyratory compacted specimens are given in table 3. It can be seen that the target densities of the gyrator compacted specimens were by far not reached, therefore all the gyrator compacted specimens were grouped together. The mix-in-plant material of the road projects N and BZ have about the same density as the gyrator compacted specimens, the density of the mix-in-place material of the road projects W and H is substantially lower.

Table 3. Average dry density (and standard deviation) of specimens subjected to Dynamic Indirect Tensile Test.

Project	target density (kg/m^3)	obtained average dry density (and standard deviation) (kg/m^3)
W	-	1932 (30)
N	-	2046 (49)
H	-	1859 (37)
BZ	-	2002 (36)
gyrator	2100	2011 (9)
	2130	2017 (3)
	2200	2049 (28)
	total	2026 (23)

Figure 2 shows the average Stiffness Modulus (S_{mix}) of the stabilised asphalt granulate as a function of the loading time (t), for the temperature T = 15 C, of the 4 road projects and the gyrator compacted specimens; similar graphs were made for the other testing temperatures (5 C, 20 C and 30 C). Due to the high overall bitumen content and the rather low cement content the S_{mix}-value of the stabilised asphalt granulate is to some extent dependent on the loading time t (i.e. the loading frequency f), and also on the temperature T.
Figure 2 also shows that the gyrator compacted specimens have the highest S_{mix}-value, which is believed to be caused by the better homogeneity of the material rather than by a high

density. For the 4 road projects there is no clear relationship between the S_{mix}-value and the dry density (table 3).

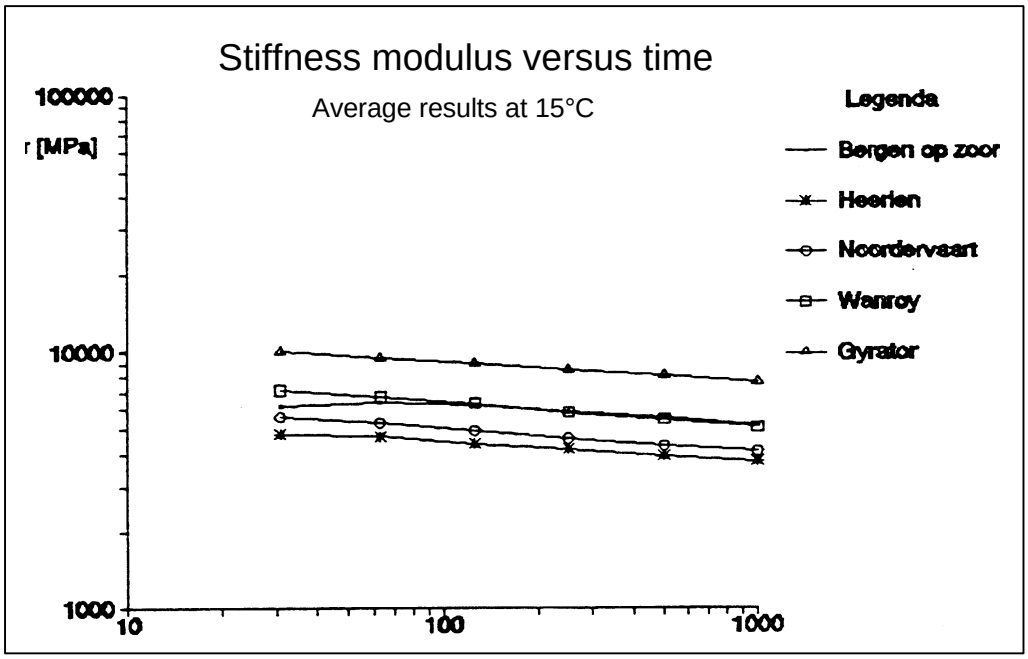


Figure 2. Stiffness Modules S_{mix} for the road projects and the gyrator compacted specimens at 15 C.

5. STATIC INDIRECT TENSILE TESTS

The dimensions of a specimen in a Static Indirect Tensile Test (SITT) are similar to those in a Dynamic Indirect Tensile Test (DITT), i.e. diameter 100 mm and height about 40 mm. The static tests were done in a displacement controlled mode, namely a constant loading speed of 0.85 mm/s (equal to loading speed in a Marshall test). From the measured load-displacement curves (both for the vertical and the horizontal displacement) material parameters like the static indirect tensile strength ($_s$), the static elastic modulus (E_s) and the fracture energy ($_s$) can be calculated.
All the specimens used in DITT were finally statically tested at 0 C (table 2). Furthermore some additional gyrator compacted specimens were manufactured and statically tested at 15 C or 30 C.

The following equations were used to calculated the above mentioned material parameters:

$$s_s = \frac{0.00627\, F_m}{h} \tag{3}$$

$$E_s = \frac{F_m\,(u + 0.27)}{h \quad c} \tag{4}$$

$$\Gamma_s = \frac{E_{tot}}{2A} \tag{5}$$

$$A = hD \quad (6)$$

where:

$_s$	=	static indirect tensile strength (N/mm^2)
F_m	=	maximum applied force (N)
h	=	height (thickness) of the specimen (mm)
E_s	=	static elastic modulus (N/mm^2) at F_m
	=	Poisson's ratio (-)
χ	=	measured horizontal displacement (mm) at F_m
$_s$	=	fracture energy (Nmm/mm^2)
E_{tot}	=	total energy dissipated in specimen, calculated as the area under the load-displacement curve (Nmm)
A	=	cross section area of specimen (mm^2)
D	=	diameter of the specimen (mm)

The most important results of the Static Indirect Tensile Tests are shown in table 4.

Table 4. Average values for material parameters of specimens subjected to Static Indirect Tensile Tests.

Project	tempe-rature (C)	dry density * (kg/m^3)	max. force F_m* (N)	tensile strength $_s$* (N/mm^2)	static modulus E_s* (N/mm^2)	fracture energy $_s$* (Nmm/mm^2)
W	0	1932 (30)	6518 (1652)	0.98 (0.25)	935 (375)	0.49 (0.06)
N	0	2046 (49)	5152 (1551)	0.77 (0.23)	790 (291)	0.52 (0.22)
H	0	1859 (37)	3371 (2180)	0.49 (0.30)	524 (192)	0.32 (0.21)
BZ	0	2002 (36)	5537 (1310)	0.81 (0.19)	515 (144)	0.64 (0.25)
gyrator	0	2026 (23)	7667 (662)	1.15 (0.11)	998 (116)	0.68 (0.19)
	15	2014 (24)	4900 (365)	0.73 (0.04)	450 (146)	0.88 (0.20)
	30	2011 (28)	3520 (180)	0.53 (0.04)	350 (27)	0.62 (0.06)

* values between brackets represent the standard deviation

It appears from table 4:

- Each of the 4 road projects shows quite some variation with respect to the static material properties of the stabilised asphalt granulate at 0 C,
- There is quite some difference (up to a factor 2) between the average static material properties of the stabilised asphalt granulate of the 4 road projects at 0 C,
- For the 4 projects there is no clear relationship between the static material properties and the density of the stabilised asphalt granulate at 0 C,
- Especially the static tensile strength and the static elastic modulus of the gyrator compacted specimens are strongly dependent on the temperature.

6. FATIGUE CHARACTERISTICS

The method adopted here to obtain the fatigue characteristics of the stabilised asphalt granulate, on the basis of the indirect tensile test results, is the fracture mechanics approach applied on visco-elastic materials. According to fracture mechanics three stages can be distinguished in the cracking process (figure 3):

- phase 1 (initiation phase): development of micro cracks
- phase 2 (propagation phase): a stable crack growth process in which macro cracks develop out of micro cracks
- phase 3 (disintegration phase): an unstable crack growth process finally leading to failure of the material

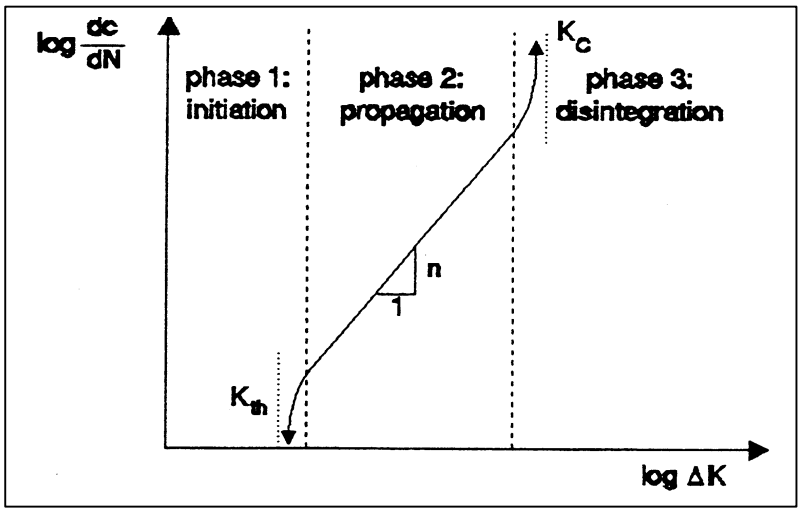


Figure 3. Fatigue crack growth process.

The stable (phase 2) crack growth process can be analysed by means of Paris' law:

$$\frac{dc}{dN} = AK^n \quad i.e. \quad N = \int_{c_o}^{c_f} \frac{1}{A\,K^n}\,dc \quad or \quad N = \int_{c_o/h}^{c_f/h} \frac{1}{A\,K^n}\,d\left(\frac{c}{h}\right) \tag{7}$$

where:

c	=	crack length (mm)
c_o	=	initial crack length (mm)
c_f	=	maximum crack length (mm) for which stable crack growth occurs
h	=	thickness of layer (mm)
N	=	number of load repetitions (-)
K	=	stress intensity factor ($N/mm^{1.5}$) describing the stress conditions near the crack tip

A,n = parameters, depending on the material and on the experimental conditions (loading frequency and waveform, temperature)

The stress intensity factor depends on the structure in which the crack growth phenomenon is investigated and on the type of loading. Three loading types are distinguished (figure 4):
- mode I (opening mode), related to (flexural) tensile stresses
- mode II (sliding or shearing mode), related tot shear stresses
- mode III (tearing mode), related to torsional stresses.

For stabilised asphalt granulate applied as a base course in pavement structures, mode I is the most important one.

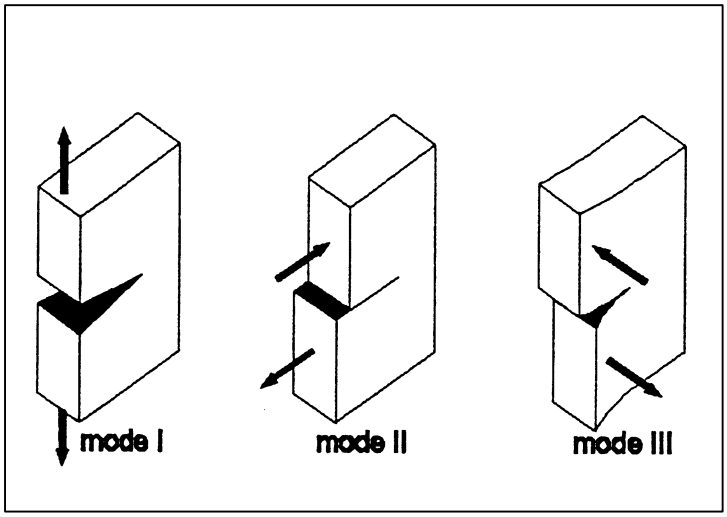


Figure 4. Three modes of loading to describe the crack growth phenomenon.

Jacobs [2] has developed a stepwise method to determine the fatigue characteristics of a material, using results of simple tests, on the basis of Paris' law and Schapery's theory (who theoretically justified Paris' law for the description of the crack growth process in viso-elastic materials). This stepwise method is as follows:
1. Determine the relationship between the Stiffness Modulus (S_{mix}) and the loading time (t) at the temperature of interest (T) using a repeated load stiffness modulus test.
2. Determine at the loading time of interest (t) the slope (m) of the Stiffness Modulus vs. loading time relation (this relation is called 'mastercurve') and the value of the Stiffness Modulus at T and t of interest (this modulus is called S_{mas}); from the slope m the value of n (eq. 7) can be determined.
3. Determine the failure tensile strength ($_s$) and the fracture energy ($_s$), in relation to S_{mas}, from a displacement controlled test; also the maximum values of the failure tensile strength and the fracture energy are determined using equations described by Jacobs.
4. Determine the value of A (eq. 7).
5. Determine the value of the stress intensity factor K (eq. 7).

Following this stepwise method is applied on the stabilised asphalt granulate of the 4 road projects and the gyrator compacted specimens, using the result of the Dynamic and Static Indirect Tensile Tests given in the chapters 4 and 5. For the relation between the loading frequency f and the loading time t consequently t = 1/f is used.

This method was applied on every individual specimen, however here only average values per project will be given.

For the relationship between the Stiffness Modulus S_{mix} and the loading time t (the 'mastercurve') a second-order polynomial was taken:

$$\log S_{mix} = a + b \log t + c (\log t)^2 \quad (8)$$

where:

S_{mix} = stiffness modulus (N/mm^2)
t = loading time (s)

The average values of the regression coefficients a, b and c of the mastercurves for the chosen temperature T = 15 C are given in table 5.

The slope m of the mastercurve can easily be found by differentiating eq. 8 to log t:

$$m = b + 2c \log t \quad (9)$$

For the chosen loading frequency f = 4 Hz (i.e. loading time t = 0.25 s) the average values of m and stiffness modulus S_{mas} are also given in table 5.

The value of n from Paris' law (eq. 7) can be determined for dynamic tests with various loading times and temperatures from the relationship between n and m:

$$n = \frac{2}{m} = \frac{2}{b + 2c \log t} \quad (10)$$

The calculated values of n_{mas} (n related to the stiffness modulus master curve, eq. 8), for tempearature T = 15 C and loading frequency f = 4 Hz, are given in table 5.

A correction factor CF is needed to take into account the difference between the n-value as determined from the stiffness modulus master curve (n_{mas}) and the n-value resulting from crack growth experiments (n_{exp}). Jacobs [2] found the following relationship for the correction factor CF, by which the n_{mas}-values need to be divided to obtain reasonable n_{exp}-values, for a simular type of material:

$$\ln CF = \ln (n_{mas}/n_{exp}) = b_0 + b_1 S_{mas} \quad (11)$$

where:

S_{mas} = mix stiffness (N/mm^2) obtained from mastercurve (eq. 8 and table 5)
b_0, b_1 = regression coefficients (-0.0408 and 0.000114 respectively)

The calculated CF-values and resulting n_{exp}-values for the stabilised asphalt granulate are given in table 5.

From the Static Indirect Tensile Tests the following relationship between the indirect tensile strength σ_s (N/mm^2) and the static modulus E_s (N/mm^2) has been established (see table 4):

$$\sigma_s = 42.09 - 45.46 \log E_s + 16.23 (\log E_s)^2 - 1.88 (\log E_s)^3 \quad (12)$$

The maximum indirect tensile strength $\sigma_{s,m}$ follows from eq. 12 and is equal to $\sigma_{s,m} = 1.305$ N/mm^2. Next the following relationship between the relative indirect tensile strength $\sigma_s / \sigma_{s,m}$ (-) and the static modulus E_s (N/mm^2) was found (figure 5):

$$\log (\sigma_s / \sigma_{s,m}) = -4.273 + 2.413 \log E_s - 0.341 (\log E_s)^2 \quad (13)$$

Also a relationship was found between the fracture energy Γ_s (Nmm/mm^2) and the static modulus E_s (N/mm^2):

$$\Gamma_s = -4.014 + 5.706 \log E_s - 2.120 (\log E_s)^2 + 0.240 (\log E_s)^3 \quad (14)$$

The equations 12, 13 and 14 and figure 5 are only valid for E_s-values between 200 and 4000 N/mm^2.

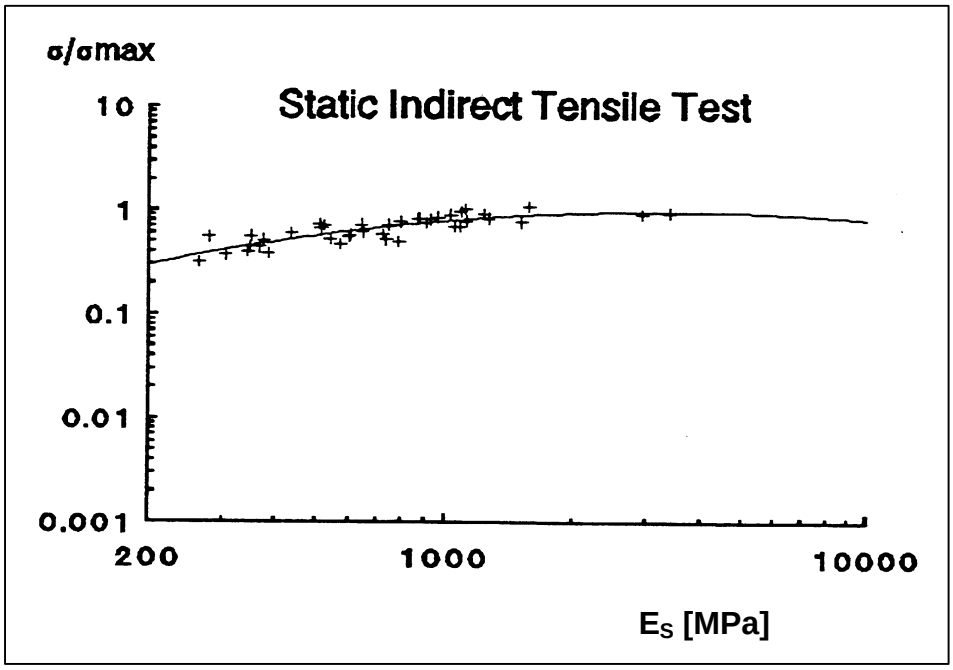


Figure 5. Relationship between the relative indirect tensile strength and the static modulus for stabilised asphalt granulate.

Jacobs [2] proposed the following relationship for the parameter A from Paris' law (eq. 7):

$$A = 10^d \left(\frac{1}{\sigma_s^2} \right)^a \left(\frac{1}{2\Gamma_s} \right)^{\frac{b}{m}} \left(\frac{1}{S_{mas}} \right)^{\frac{c}{m}} \quad (15)$$

where:

$_s$ = indirect tensile strength (N/mm^2) (eq. 12 and 13)
$_s$ = fracture energy (Nmm/mm^2) (eq. 14)
S_{mas} = stiffness modulus (N/mm^2) from the mastercurve (eq. 8 and table 5) for the chosen temperature T and loading time t/loading frequency f
a,b,c,d = regression coeffcients

Combining the equations 10 and 15 leads after rewriting to:

$$\log A_{\exp} = d - 2a \log s_s - b \frac{n_{\exp}}{2} \log\left(2\Gamma_s\right) - c \frac{n_{\exp}}{2} \log\left(S_{mas}\right) \qquad (16)$$

For the regression coefficients a to d Jacobs [2] gives the following average values: a = 0.77, b = 0.12, c = 0.74 and d = 0.11. The resulting average A_{exp}-values for the stabilised asphalt granulate are also given in table 5.

Table 5. Average values of crack growth parameters of specimens subjected to Static/Dynamic Indirect Tensile Tests (T = 15 C, f = 4 Hz).

project	a	b	c	S_{mas} (N/mm^2)	m	n_{mas}	CF	n_{exp}	A_{exp}
W	3.7232	-0.1038	-0.0150	6277	0.081	24.84	2.01	12.87	1.5e-18
N	3.6858	-0.1158	-0.0107	5820	0.102	19.66	1.89	10.54	2.9e-15
H	3.7324	-0.1611	-0.0334	6566	0.121	16.55	2.03	8.15	3.5e-12
BZ	3.6826	-0.1063	-0.0156	5955	0.080	24.90	1.95	12.74	3.0e-18
Gyrator:									
2011*	3.8380	-0.0894	-0.0106	7320	0.075	26.57	2.32	11.48	5.0e-17
2017*	3.9380	-0.0959	-0.0164	9266	0.074	26.99	2.95	9.36	2.5e-14
2049*	3.9449	-0.0790	-0.0020	9321	0.076	26.19	2.95	8.91	1.1e-13

* average densities (kg/m^3) obtained for target densities of 2100, 2130 and 2200 kg/m^3 respectively (table 3)

Now that the parameter A_{exp} and n_{exp} from Paris'law (eq. 7) have been determined from simple Indirect Tensile Tests, still the stress intensity factor K and the corresponding function f (c/h) as a function of the ratio c/h, the initial crack length c_0 and the final crack length c_f have to be determined to enable the determination of the fatigue relationship, in terms of controlled displacement four-point-bending fatigue test results.
The stress intensity factor for a four-point-bending test is [3]:

$$K = s \sqrt{c}\, f(c/h) \qquad (17)$$

where:

= nominal flexural tensile stress (N/mm^2)
c = crack length (mm)
h = height of the beam (mm)

The flexural tensile stress in a four-point-bending test is equal to:

$$s = \frac{6FS}{bh^2} \qquad (18)$$

where:

F = load applied on each point of the beam (N)
S = distance between a load and the nearest support (mm)
b = width of the beam (mm)

Combining the equations 17 and 18 results in:

$$f(c/h) = \frac{K b h^2}{6 F S \sqrt{c}} \quad (19)$$

The function f (c/h) for the beam in a four-point-bending test was determined by means of finite element calculations [1]. When this function and eq. 19 is input in eq. 7 finally the following simplified fatigue relationship remains:

$$N = k_1 \left(\frac{1}{e}\right)^n \quad or \quad \log N = \log k_1 - n \log e \quad (20)$$

where:

N = number of load repetitions to failure at initial strain level ε
ε = applied strain (m/m)
log k_1,n = material constants

The high n-values (= n_{exp}-values, see table 5) of the stabilised apshalt granulate indicate that with respect to fatigue the material behaves as a cement-stabilised material. Therefore available fatigue relationships for similar cement-stabilised and cement/bitumen-stabilised materials were evaluated and the following relation was found between log k_1 and n:

$$\left|\log k_1\right| = -12.03 + 4.64 \left|n\right| \quad (21)$$

When the n_{exp}-values are input in eq. 21 then the accompanying value of log k_1 and thus the fatigue relationship (eq. 20) is found. This procedure has been followed for each individual specimen, and finally for each of the 4 projects and for the gyrator specimens the average fatigue relations have been determined (figure 6):

project W: log N = -46.81 – 12.68 log ε
project N: log N = -38.55 – 10.90 log ε
project H: log N = -49.73 – 13.31 log ε (22)
project BZ log N = -49.78 – 13.32 log ε
gyrator: log N = -33.98 - 9.92 log ε

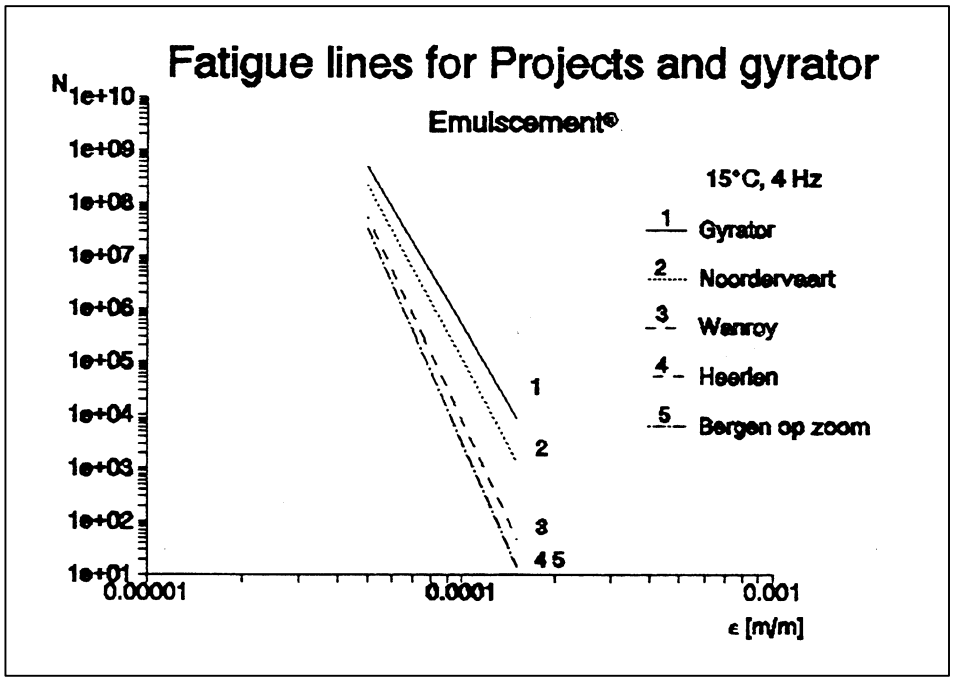


Figure 6. Average fatigue relationships of the stabilised asphalt granulate for each of the projects (for T = 15 C and f = 4 Hz).

The overall average fatigue relationship for the stabilised asphalt granulate is equal to:

log N = -42.31 – 11.71 log ε (23)

The slope of the fatigue relationship typically has values between 4 and 6 for bituminous materials and values between 10 and 20 for cement-bound materials. The great slope (11.71) of the obtained fatigue relationship again shows that with respect to fatigue the stabilised asphalt granulate behaves more as a cement-stabilised than as a bitumen-stabilised material.

7. CONCLUSIONS

The paper describes materials research on recycled asphalt granulate which is stabilised both with bitumen-emulsion and cement, each in a quantity of 3% by mass. Emphasis is laid on the application of the crack growth theory for the determination of a very important material characteristic, i.e. the fatigue relationship, on the basis of simple, easy and fast to perform indirect tensile tests.

Dynamic and static indirect tensile tests were performed both on cores taken from realised road projects and on gyrator compacted specimens. The test results (stiffness modulus, indirect tensile strength, fracture energy) for the stabilised asphalt granulate are to some extent dependent on the temperature and the loading frequency/time which is a typical behaviour of bitumen-bound materials. However the successful application of the crack growth theory learns that the crack growth parameters and the slope of the fatigue relationship of the stabilised asphalt granulate (for temperature 15 C and loading frequency 4 Hz) have values which are typical for cement-bound materials rather than for bitumen-bound materials.

8. REFERENCES

1. Eck, R.A. van
   Emulscement, the fatigue characterisation
   Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Delft, June 1996

2. Jacobs, M.M.J.
   Crack growth in asphaltic mixes
   PhD-thesis, Delft University of Technology, Delft, February 1995

3. Sabha H., J. Groenendijk and A.A.A. Molenaar
   Estimation of crack growth parameters and fatigue characteristics of asphalt mixes using simple tests
   Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Delft, November 1995

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

UTILIZACIÓN DE CEMENTO Y EMULSIÓN BITUMINOSA EN LA TÉCNICA DEL RECICLADO IN SITU DE CAPAS DE BASE

APPLICATION OF CEMENT AND ASPHALT EMULSION TO IN SITU RECYCLING BASE COURSE METHOD

Y.Kanno
Section Manager
Technical Research Laboratory Section-1
Nichireki Co.,Ltd.
272, Shiba, Kokubunji-Machi, Shimotsuga-County, Tochigi Prefecture (Japan)
kanno_s14@nr.nichireki.co.jp

T.Kurokawa
Asst Manager
Technical Research Laboratory Section-1
Nichireki Co.,Ltd.
272, Shiba, Kokubunji-Machi, Shimotsuga-County, Tochigi Prefecture (Japan)
kurokawa_s14@nr.nichireki.co.jp

T.Marushima
Technical Research Laboratory Section-1
Nichireki Co.,Ltd.
272, Shiba, Kokubunji-Machi, Shimotsuga-County, Tochigi Prefecture (Japan)
marushima_s14@nr.nichireki.co.jp

RESUMEN

El método de reciclado in situ con cemento y emulsión bituminosa para la obtención de una nueva base estabilizada es un procedimiento de reciclado en el que se utilizan las mezclas bituminosas existentes y la aportación de un material granular para capa de base para la construcción de una nueva capa de base. Su ejecución se lleva a cabo con un equipo específico denominado “máquina de rotura y mezcla in situ” que rompe el pavimento existente mientras lo mezcla con cemento y emulsión asfáltica, compacta la mezcla y la transforma en una nueva base.

Por lo general se emplean cemento Portland y emulsión asfáltica no-iónica, por su buena miscibilidad con el cemento. Como resultado, se obtiene una capa de base de elevada durabilidad, con la rigidez de los materiales tratados con cemento y la flexibilidad de las mezclas bituminosas. Además, este método reduce la cantidad de desechos ya que reutiliza el material existente, puede acortar el plazo de construcción al se un procedimiento aplicado in situ, su coste es menor que la reconstrucción. Puede afirmarse que se trata de un procedimiento eficiente en cuanto al empleo de recursos y de energía, permitiendo que el proceso se realice a temperatura ambiente, contribuyendo a la preservación del medio ambiente.

ABSTRACT

The method of “In situ recycling with cement and asphalt emulsion to obtain a stabilized base course” is one of recycling techniques using the existing asphalt mixture and some granular base course material to build a new base course. It uses a specific pavement machine called "in situ crushing and mixing machine" to crush the existing pavement while evenly mixing and compacting cement and asphalt emulsions to make a base course.

Generally, ordinary Portland cement and non-ionic emulsion providing superior miscibility with cement are used. As a result, a highly-durable stabilized base courses with the rigidity of cement treated materials and the flexibility of asphalt concrete is obtained. Furthermore, this method reduces pavement-waste materials by recycling the existing pavement; it can shorten the construction period because of in situ method; it is less expensive than the reconstruction method. It can state that it is a resource and energy-efficient method allowing cold manufacture and construction to contribute to the conservation of global environment.

PALABRAS CLAVE

Emulsión asfáltica, cemento, estabilización, reciclado, temperatura ambiente, medio ambiente

KEY WORDS

Asphalt emulsion, cement, stabilization, recycling, cold method, environment

1. INTRODUCTION

In situ recycling base course method is one of recycling techniques using the existing asphalt mixture and some grain base course material to pave a new base course. It has been applied to roads with relatively small traffic below 1,000 cars per day or direction as full-size car traffic. It uses a specific pavement machine called "in situ crushing and mixing machine" to crush the existing pavement while mixing admixtures including cement and asphalt emulsions and compacting them to make the base course surface of 10~30 cm. In situ recycling base course method is divided into two types using different recycling admixtures: cement stabilized treatment using cement only and cement and asphalt emulsion stabilized treatment combining cement and asphalt emulsion.

Here, the cement stabilized treatment is cheaper than the latter treatment. However, it has such disadvantage as easily generating contraction cracks due to material characteristics, with less result than other in situ recycling base course methods. In addition to these methods, cement and foamed asphalt stabilized treatment using cement and foamed asphalt has recently been developed, however, it has been applied to only a limited area because of short period since the introduction.

This article describes the general outline of in situ recycling cement and asphalt emulsion stabilized base course method, which is a major in situ recycling base course method in Japan.

2. MATERIAL

For in situ recycling cement and asphalt emulsion stabilized base course method, two types of material are used: in situ recycling base course aggregate obtained by crushing and mixing (adding supplemental material if necessary) the existing asphalt mixture and grain base course material; and cement and asphalt emulsions.

2.1 In situ recycling base course aggregate

The quality and grain size of in situ recycling base course aggregate are recommended to be standardized as per Table 1 and conformed to Table 2, respectively.

Table 1 Quality of in situ recycling base course aggregate

Item..... ... Material	In situ recycling base course aggregate
Modified CBR	20 or more
PI (passing through 0.4 mm screen)	9 or less

Table 2 Grain size range of in situ recycling base course aggregate

Screen mesh..... Material		In situ recycling base course aggregate
Weight percentage passing through screen (%)	53 mm	100
	37.5	95~100
	19	50~100
	2.36	20~60
	75 m	0~15

2.2 Cement

For cement, ordinary Portland cement is generally used. In addition, Portland blast-furnace cement, silica cement, fly ash cement or specific cement with added lime or gypsum may sometimes be used.

2.3 Asphalt emulsion

For asphalt emulsion, the nonionic emulsion (MN-1, to be mixed for cement and asphalt emulsion stabilized treatment) which is prescribed as petroleum asphalt emulsion in the Japanese Industrial Standard shall be used. Table 3 indicates the standard of MN-1.

Table 3 Standard of nonionic emulsion (MN-1) [JIS K 2208 (2000)]

Item	Type	Nonionic emulsion (MN-1)
Engler degree (25°C)		2 ~ 30
Screen residue (1.18 mm) weight %		0.3 or less
Cement miscibility weight %		1.0 or less
Evaporation residue weight %		57 or more
Evaporation residue	Penetration (25°C)	60 ~ 300
	Toluene solubility weight %	97 or more
Storage stability (24 hrs) weight %		1 or less

3. DESIGN OF MIX

Design of mix in the in situ recycling cement and asphalt emulsion stabilized base course method shall be performed as per a flowchart in Fig. 1.

3.1 Calculation of combined grain size

For the calculation of combined grain size, the existing asphalt mixture and grain base course material sampled from the planned construction site shall be used. At that time, the apparent aggregate grain size of crushed asphalt mixture as shown in Table 4 shall be applied as the grain size of the existing asphalt mixture.

Table 4 Apparent grain size of aggregate in the crushed asphalt mixture

Screen mesh	Material	Crushed asphalt mixture
Weight percentage passing through screen (%)	53 mm	100
	37.5	100
	31.5	85
	26.5	75
	19	65
	13.2	50
	4.75	25
	2.36	15
	75 m	0

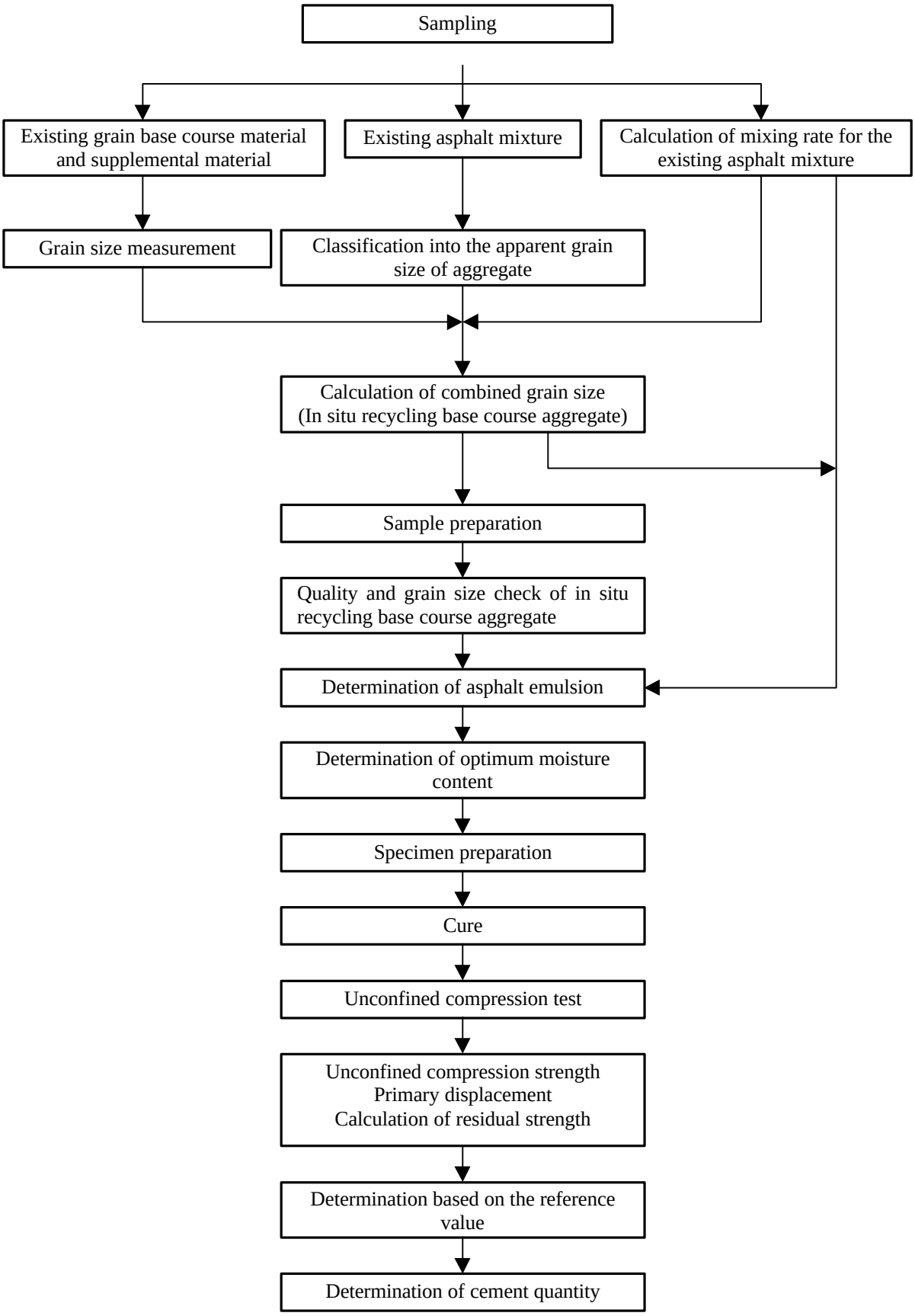


Fig. 1 Flowchart for design of mix

3.2 Determination of asphalt emulsion amount

The amount of asphalt emulsion shall be calculated from the combined grain size of in situ recycling base course aggregate and the mixing ratio of the existing asphalt mixture using the following expression (1). The mixing ratio of the existing asphalt mixture shall be calculated from expression (2). Generally, the amount of design asphalt emulsion is approx. 5%.

$$P = 0.04a + 0.07b + 0.12c - 0.013d \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Expression (1)}$$

Where,

P: Weight percentage of asphalt emulsion to the entire mixture weight (%)
a: Weight percentage of screen (2.36 mm) residue within the used aggregate (%)
b: Weight percentage of residue on a screen of 75 m size after passing through a screen of 2.36 mm size (%)
c: Weight percentage of portion passing through a screen of 75 m size (%)
d: Mixing ratio of the existing asphalt mixture (%)

$$\text{Mixing ratio (\%)} = \frac{H_1 \times e}{H_1 \times e + H_2 \times f} \times 100 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Expression (2)}$$

Where,

H_1: Thickness of the existing asphalt mixture (cm)
H_2: Entire treatment thickness - thickness of the existing asphalt mixture (cm)
e: Specific weight of the existing asphalt mixture (generally defined as 2.4 g/cm2)
f: Specific weight of the existing grain base course material (generally defined as 2.1 g/cm2)

3.3 Determination of optimum moisture content

The optimum moisture content shall be calculated as a value allowing the maximum dry density to be obtained by preparing specimens with different added water contents depending on the design asphalt emulsion amount obtained from expression (1) and the estimated cement amount (approx. 2.5% in general). Generally, the optimum moisture content is approx. 5%.

3.4 Determination of cement amount

Density, water absorption, unconfined compression strength, primary displacement and residual strength shall be calculated by preparing specimens with cement amounts of 1, 3, and 5 % under the optimum moisture content. Here, the reference values of in situ recycling cement and asphalt emulsion stabilized mixtures as shown in Table 5 are specified for the unconfined compression strength, primary displacement and residual strength. Then, a common range satisfying all the reference values shall be obtained to specify the median as the design cement amount. Generally, the design cement amount is approx. 2.5%.

Table 5 Reference values in the unconfined compression test

Characteristic value	Reference value
Unconfined compression strength MPa	1.5~ 2.9
Primary displacement 1/100 cm	5~ 30
Residual strength %	65 or more

4. MIXTURE PROPERTIES

As an example of mixture properties for cement and asphalt emulsion stabilized mixture(CAE), a comparison was performed between cement stabilized mixture(Cement) and hot mixing asphalt stabilized mixture(HMA) in strength properties with unconfined compression test and in durability (freezing and thawing resistance) with freezing and thawing test.

4.1 Strength properties

Fig. 2 shows the result of unconfined compression test.

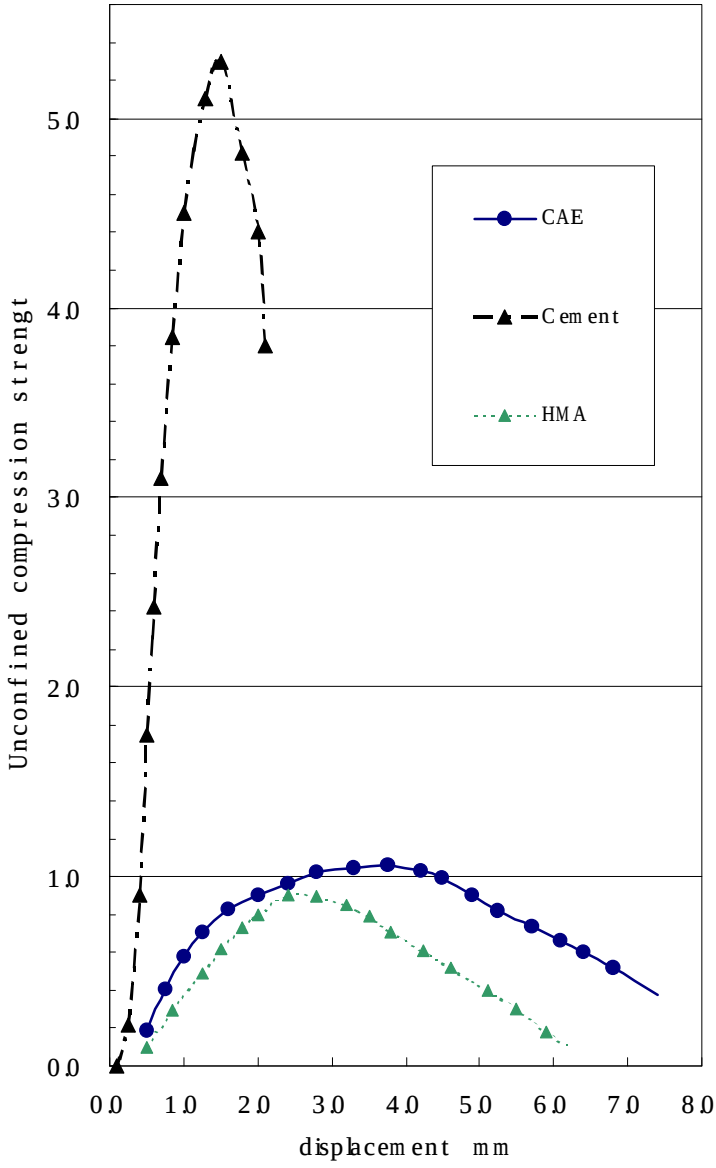


Fig. 2 Result of unconfined compression test

4.2 Freezing and thawing resistance

Freezing and thawing test was performed as per ASTM-C 666. Fig. 3 shows the test result.

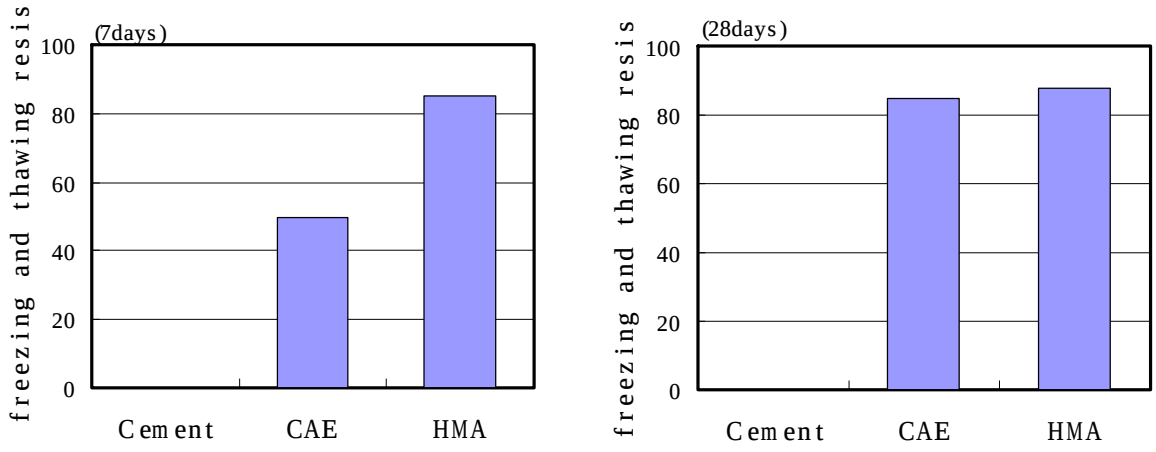


Fig. 3 Result of freezing and thawing test

From these results, it can be said that the cement and asphalt emulsion stabilized mixture has bitumen material characteristics because it shows strength properties and durability close to hot mixing asphalt stabilized mixture rather than cement stabilized mixture.

5. PAVEMENT WORK

5.1 Pavement machine

For crushing and mixing the existing asphalt and grain base course material, in situ crushing and mixing machines are generally used. In addition, motor graders for shaping, tire rollers and macadam rollers for compaction, lorries for asphalt emulsion feeding and distributors for spreading curing emulsions are required. If the thickness of treated in situ recycling cement and asphalt emulsion stabilized base course exceeds 20 cm, vibrating rollers with greater compaction effect are used.

5.2 Pavement procedure

Fig. 4 shows the standard pavement procedure:

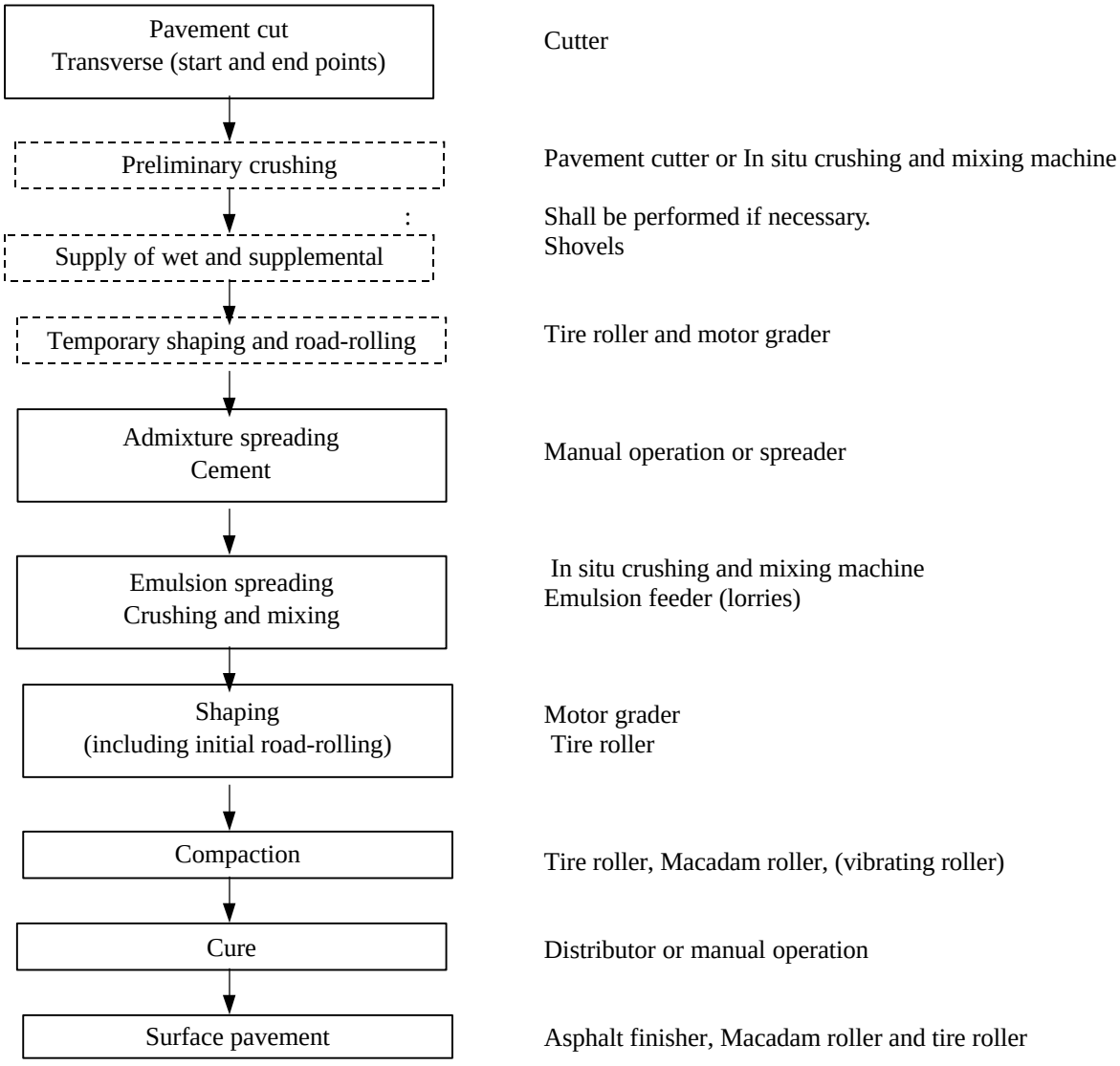


Fig. 4 Standard pavement procedure

6. SERVICEABILITY

Serviceability of in situ recycling cement and asphalt emulsion stabilized base course method was evaluated by selecting 51 typical paved sites throughout Japan to perform a follow-up survey on them.

6.1 Result of follow-up survey

The result of follow-up survey after 4-year service indicated the average rut depth of 5.6 mm and the average cracking index of 2.4%, both of which were less values. For cracking shapes, vertical cracking near wheel paths and cracking around the structure were observed with little transverse cracking due to shrinkage. Approx. 65% of entire longitudinal irregularity (evenness) was 2 mm or less. The path serviceability index (PSI) which is the comprehensive evaluation of road surface, to be calculated using the rut depth, cracking index and evenness, showed 3.91 on an average keeping good condition. Judging from the regression formula of PSI, the service period until a slight maintenance work including surface treatment is required can be estimated at approx. 10 years.

6.2 Equivalent layer coefficient

For the estimation of equivalent layer coefficient, methods with PSI, obtained from deflection values and based on MCI are available as well as those using laboratory tests. All these methods are found to almost satisfy the current equivalent layer coefficient (0.65).

From these results, it is confirmed that this method provides good serviceability and the equivalent layer coefficient estimated from the design of mix and laboratory tests is appropriate.

7. NEW APPROACHES

In situ recycling cement and asphalt emulsion stabilized base course method has a history of 20 years or more since the completion of development. During this time, its usefulness has been recognized through various experimental pavement practices and the method has widely been adopted in maintenance works as an alternative to the reconstruction method. Recently, in order to make better use of this method with many advantages including the effective use of pavement-generated material, environmental preservation with cold pavement, resource and energy saving, reduced cost and shortened construction period, the following positive approaches are being undertaken.

7.1 In situ repeated recycling cement and asphalt emulsion stabilized base course method

In situ recycling cement and asphalt emulsion stabilized base course method has achieved a lot of pavement results as repair technique since the nineteen eighties. However, certain of the pavements executed with this method are observed to have broken parts having been in service for more than ten years, and some of them require repair works. Therefore, as one of repair techniques, it has been considered to reapply the same method. The results of laboratory tests and several experimental pavement practices have provided the following conclusion: Although the design cement quantity tends to be a little bit greater, the current blending design method can be applied almost as it is, allowing repeated recycling with the same method. Furthermore, from a follow-up survey on the sites to which the repeated recycling method was applied, the method is found to achieve the equivalent layer coefficient of 0.65 being equal to that in the recycling method. Now it is time that we discuss how long the same method may allow recycling in the future.

7.2 Application to urban area (sites with heavy full-size car traffic)

In the past, in situ recycling cement and asphalt emulsion stabilized base course method has been executed mainly in local roads with relatively little full-size car traffic. However, lately, from the viewpoint of mitigating the disposal issue of pavement-generated material, vibration and noise problems and long-term traffic regulations, the application to urban roads, that is, those with heavier full-size car traffic (1,000~3,000 cars/day or direction) has been attempted. One of considerations in these lines is that because the layer of the existing asphalt mixture is thick, it cannot be broken with in situ crushing and mixing machine as it is. In the generally adopted technique, the existing asphalt mixture layer is excavated and removed to only recycle the existing grain base course material with this method. The existing asphalt mixture after excavation and removal is being recycled as hot recycling mixture in hot asphalt plants.

Such applications to heavy full-size car traffic areas have steadily been increased in number along with the increase of larger-size and higher-performance in situ crushing and mixing machines, resulting in the enlarged application range of this method.

7.3 Application of dust-proofing cement

In this method, it is necessary to spread a given amount of cement on the existing road surface prior to treatment with in situ crushing and mixing machine. Therefore, the influence of scattering spread cement on roadside inhabitants or environment has been concerned about not only in windy weather but also in sites with clustering houses regardless of urban or local area. As a countermeasure against such problem, dust-proofing cement as shown in Table 6 has been developed taking effect on construction sites with cement dust problem.

Table 6 Types of dust-proofing cement

Type	Kind of admixture
Briquet type	Made by compressing and nodulizing cement setting agent and burnt lime onto briquet blocks.
Teflon-added type	Made by adding a small amount of teflon fibers to cement or lime, etc.
Wet type	Made by adding oil or alcohol liquid to cement setting agent to wet the solid particle surface.

7.4 Countermeasure against hexavalent chromium

It is known from of old that cement material or its manufacturing process (calcination process) contains heavy metal compounds. It is also a known fact that the hydration of cement itself seals and fixes these heavy metals. However, it is pointed out that in Japan where many volcanoes and sediments of volcanic and viscous soil exist in various regions, hexavalent chromium may be eluted from the mixtures of some sites. Such phenomenon is mainly observed in the stabilized process of soil and is unexceptional in this method using cement. In fact, the elution exceeding 0.05 mg/l, the soil environmental standard of Japan, is observed in several sites where ordinary Portland cement is used.

That is why in case of this method, it is bound to make the following approaches to environmental protection: The elution test of hexavalent chromium shall be performed during the design of mix and if any problem is found, Portland blast-furnace cement or less chromium cement with reduced hexavalent chromium content shall be adopted.

8. CONCLUSION

In situ recycling cement and asphalt emulsion stabilized base course method can build highly-durable stabilized base courses with both advantages of cement and asphalt: rigidity of the former and pliability of the latter. In addition, it is a resource and energy-efficient method contributing to the preservation of global environment because it allows cold manufacture and construction as well as providing such advantages as requiring less treatment of pavement-generated material because of recycling the existing pavement, allowing reduced construction periods because of in situ operation and being less expensive than repaving method.

In Japan, this method with a lot of excellent characteristics as mentioned above is actively adopted in pavement repair works and is utilized in the economical and reasonable maintenance and control of pavements.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

TRATAMIENTO DE MATERIALES CONTAMINADOS CON ALQUITRÁN MEDIANTE EL EMPLEO DE UN CONGLOMERANTE HIDRÁULICO ESPECIAL

A SPECIAL HYDRAULIC BINDER FOR HEAVILY CONTAMINATED TAR-BOUND MATERIAL

F. Koubowetz
SPZ - Zementwerk Eiberg GmbH & Co KG
Eiberger Bundesstraße
A-6330 Kufstein
Koubowetz@aon.at

RESUMEN

La autovía Salzburgo-Viena, cuyo tramo más moderno tiene más de 30 años, está siendo reconstruida utilizando la técnica del reciclado. El antiguo pavimento de hormigón está siendo demolido y machacado, empleándose como árido grueso del nuevo pavimento de hormigón. Antes de colocar el nuevo pavimento se está estabilizando in situ con cemento los 20 a 25 cm superiores de la subbase existente.

En algunos tramos existe, bajo el antiguo pavimento de hormigón, una subbase tratada con alquitrán, de unos 8 a 10 cm de espesor fuertemente contaminada con hidrocarburos aromáticos policíclicos. La primera vez que se presentó este problema, el material tratado con alquitrán junto con los primeros 15 cm de la antigua subbase granular fueron estabilizados con emulsión bituminosa y cemento. Los agentes contaminantes fueron inmovilizados pero a un elevado coste.

Por esta razón, la fábrica de cemento de Eiberg desarrolló un conglomerante hidráulico especial (denominado Fluastab), formado por clinker, cenizas volantes, escorias y un constituyente adsorbente especial capaz de inmovilizar las productos contaminantes de forma similar al conjunto betún más cemento, pero siendo mucho más barato. Sin embargo, la composicón de este conglomerante debe adaptarse a cada caso específico, de acuerdo con el tipo y cantidad de productos contaminantes.

El conglomerante ha sido empleado con éxito en obras de reconstrucción durante 4 años.

ABSTRACT

The motorway Salzburg-Vienna, whose youngest sections are aged over 30 years, is being re-constructed using a recycling concept: The old concrete pavement is demolished, crushed, and used as the coarse aggregate for the new concrete pavement. Before the new pavement is placed, the top 20 to 25 cm of the old subbase are stabilised in-situ with cement.

In some sections there is a tar-bound subbase 8 to 10 cm thick below the old concrete pavement which is heavily contaminated by polycyclic aromatic hydrocarbons. The first time this problem was encountered, the tar-bound material – together with the top 15 cm of the old granular subbase – was stabilised with bituminous emulsion and cement. The contaminations were immobilised successfully but costs were very high.

Therefore the cement plant of Eiberg developed a special hydraulic binder (called Fluastab), that contains clinker, pfa, slag, and special adsorptive constituents and is able to immobilise the contaminations as well as bitumen plus cement, but is much cheaper. However, the composition of the binder has to be adapted to each specific case (according to the kind and the amount of the contaminations).

The binder has been used successfully on reconstruction sites for 4 years.

PALABRAS CLAVE

Conglomerante especial, material contaminado, subbase

KEY WORDS

Special binder, contaminated material, subbase

1. INTRODUCTION

The motorway A1 Vienna – Salzburg has been in re-construction since the beginning of the eighties. The older parts of this very important east-west-connection were built before world war two and the youngest sections are now aged over 30 years. Since the opening of the iron curtain, this motorway has become a main transit-route with extremely heavy traffic, especially for goods-traffic. The reconstruction is based on a recycling concept, which has been presented at several meetings on road-construction [1]. To sum up briefly, the old concrete pavement is scattered, crushed and used as the coarse aggregate for the new concrete pavement; the fine section is used for the subbase. Before the new pavement is placed, the top 20 to 25 cm of the old subbase are stabilised in-situ with cement or hydraulic road binders. This way of stabilisation with cement or binders is well known and needs no explanation; it has not changed significantly over decades. In most cases, a cement of the lowest strength class with slow hardening characteristic was used. In the younger past repeatedly problems came up, which only could be solved satisfactorily with special hydraulic binders [2].

2. SCOPE

At road-,motorway- and railway constructions more and more materials are encountered, which show contaminations of different types and intensity. This usually is the case at roads, motorways and railway buildings from earlier times, when environmental considerations did not yet have the importance they have today – or the dangers were simply unknown. The latter seems to have been the reason for the implementation of tar-bound material for the basis of the concrete pavement in some sections of the A1 e.g. in Upper-Austria in particular in the area of Linz [3]. Now we know very well, that tar up to a wide range consists of polycyclic aromatic hydrocarbons, phenols, and so on, which must not get into contact with the ground water.

To evaluate the potential of danger, the contaminated material has to be subjected to a leaching test (as described in ÖNORM S 2072) and the leachate is analysed (fig. 1). (The standard ÖNORM S 2072 has been withdrawn in the meantime and is more or less replaced by other regulations. But at the beginning of the reconstruction activities it was still in force.) For that test Proctor cylinders of 10 cm diameter and 12 cm height are leached when 28 days old; if leached at an age of seven days the admissible amounts are by 50 % higher than for 28 days.

leaching - class	classification of the leachate
I	no negative influence on ground water
II	simple treatment (e.g. sedimentation) of leakage water required
III	biological sewage plant for leakage water required
IV	material has to be treated/stabilised

Figure 1: Classification of lechate according to ÖNORM S 2072

For the first reconstruction section in Upper Austria (1994/95) the tar-bound material was not heavily contaminated. In this case it was possible, to bind the contamination by stabilising the

upper part of the old subbase and the tar bound material, with 100 to 110 kg/m³ Portland cement.

In 1996/97 (section Enns – St. Florian) the contamination of the tar-bound material was significantly higher than in the previous section. It was absolutely impossible to obtain satisfactory results by using normal cement for the stabilisation.

3. CONTAMINATION-BINDING BY CEMENT STABILISATION

Binding contaminations by use of common cements works very well with heavy metals e.g. mercury and lead, which are chemically bound during the hardening process.

Organic material, in general volatile substances, cannot be bound chemically, they only can be immobilised physically. The higher density of the cement stabilised subbase is helpful, but not sufficient. Special binders with a very high degree of adsorbents which are able to attract and fix organic particles, are needed. Furthermore this binder has to meet all the other requirements e.g. frost resistance according to the Austrian guideline RVS 8.05.13 [4]. The leaching tests were done on cylindric samples 10 cm diameter and 12 cm height after seven days, just as described above. The research was initialised by the Austrian Ministry for Traffic, Innovation and Technology, which was highly interested in a praiseworthy and technically clean solution of that question, and the Austrian Cement Research Institute in Vienna together with potential producers of such a binder [2]. Fig. 2 shows, that special binders can be three to four times better than normal cements so far as binding contaminations is concerned (fig. 2). In spring 1997 two binders with very similar properties were available and the contractor decided in favour of Fluastab 30, a product of SPZ – Zementwerk Eiberg in Kufstein/Tyrol.

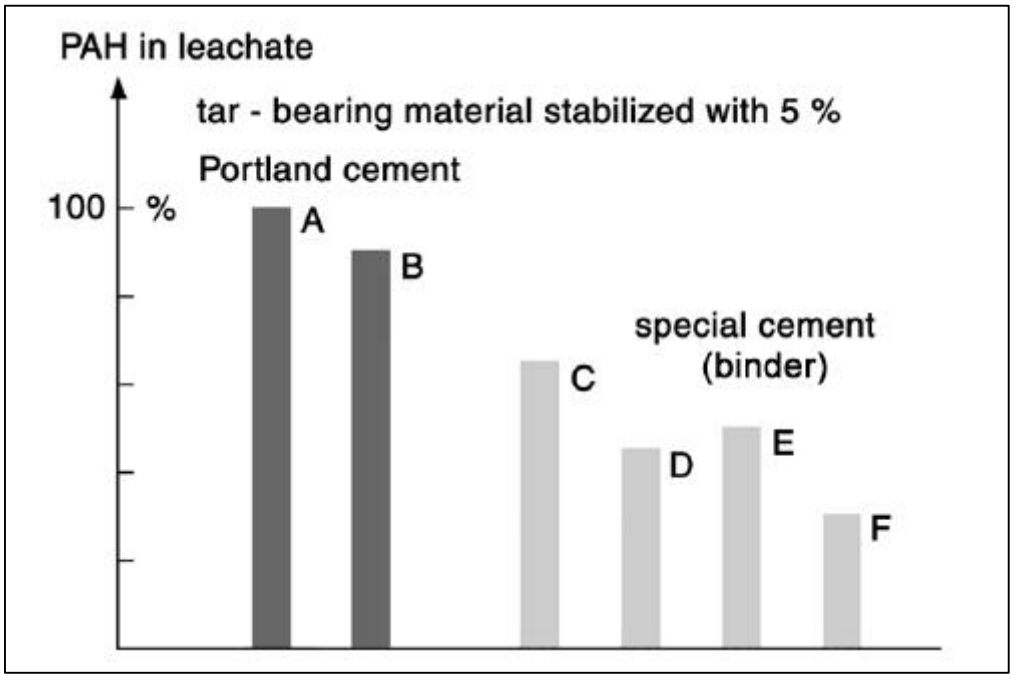


Figure 2: Different binders and their capacity to bind contaminations [2]

4. THE BINDER FLUASTAB

The hydraulic binder Fluastab is a compound, consisting of Portland cement-clinker for the required strength, latent-hydraulic components for increased density to improve immobilisation, puzzolanic material with a certain amount of adsorbents (similar to active-coal) and last but not least inert additives, to give a good grading, to regulate the water demand, and other properties more [2]. The mixture and the grading are optimised to develop the required strength, which is necessary for site-traffic. It should be noted, that optimal conditions are given, when the material to be stabilised is not too fine and its content of clay is not too high.

As shown in fig. 3 five types of Fluastab are in use, but only Fluastab 30 and Fluastab 30spezial have been applied as recycling binder, Fluastab 40 was tested, it worked very well, but as a result of its faster development of strength, the temperature rise caused troubles with cracks.

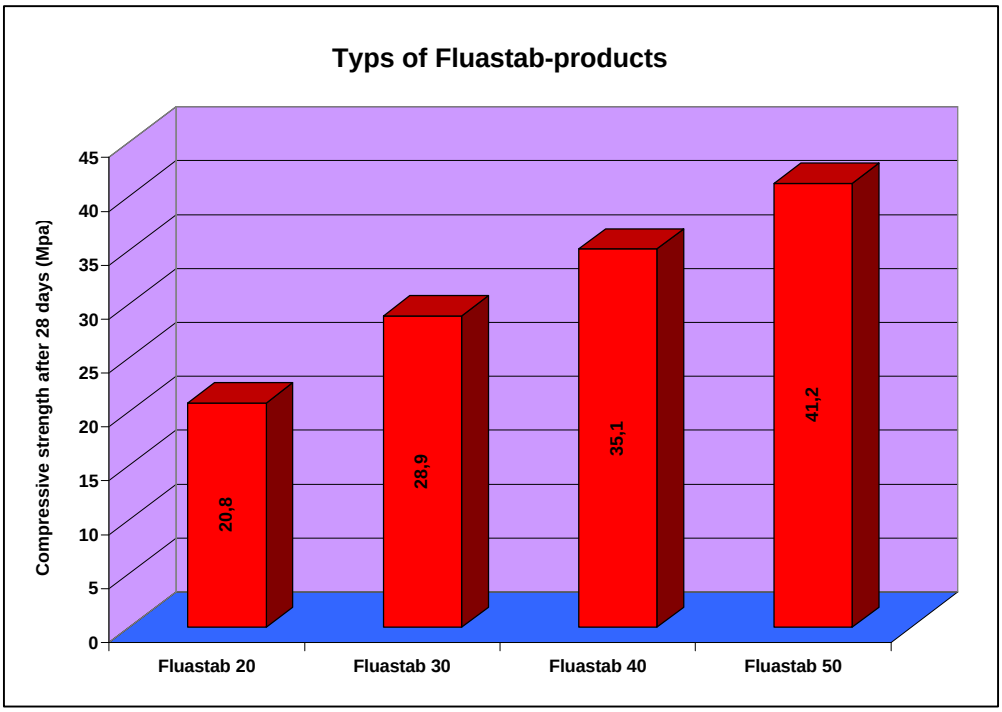


Figure 3: Different types of Fluastab - compressive strength at 28 days according to ÖNORM B 3310

Fluastab 20 is exclusively used as a normal road binder and Fluastab 50 is in a testing phase in the moment. In the overwhelming majority Fluastab 30 was (and is) used. Fluastab 30spezial was designed for an extremely heavily contaminated section with an additional high amount of naphthalene, where even a doubling of the amount (beside all other problems you put up with that) did not lead to a sufficient result (see 5). Fluastab 30spezial is characterised by a higher amount of the adsorptive element, the fineness (Blaine) of both is roughly equal. The specific surface, measured by nitrogen adsorption (BET –method), of Fluastab 30spezial is slightly higher than that of Fluastab 30. This seems to be an indication, that the inner surface, which carries the active adsorbent elements is a good indicator for the activity of the adsorbent. It is true, however, that the difference of the specific surface compared with the

difference of the effect was rather small. But there seems to be a further criterion determining the adsorptive activity, the size of the active particles influences the adsorption activity as well. The bigger the active particles, the better the adsorption. We were not able to quantify this phenomenon so far; further research is necessary.

The following description of the procedure refers to the use of Fluastab 30.

5. CONSTRUCTION AND EXPERIENCES

The reconstruction followed the concept of recycling which has been applied on more than 120 km. In Upper Austria it had to be extended to a more general concept including the tar-bound material (fig. 4). The old concrete pavement is removed, scattered, crushed and the following fractions are sieved and classified: 0/4, 4/8, 8/16 and 16/32. The fractions 4/8 to 16/32 are used as aggregates for the bottom layer of the concrete pavement, for the top layer natural aggregates 4/8 are used. An exposed aggregate surface is used in order to reduce tyre road noise and provide high skid-resistance.

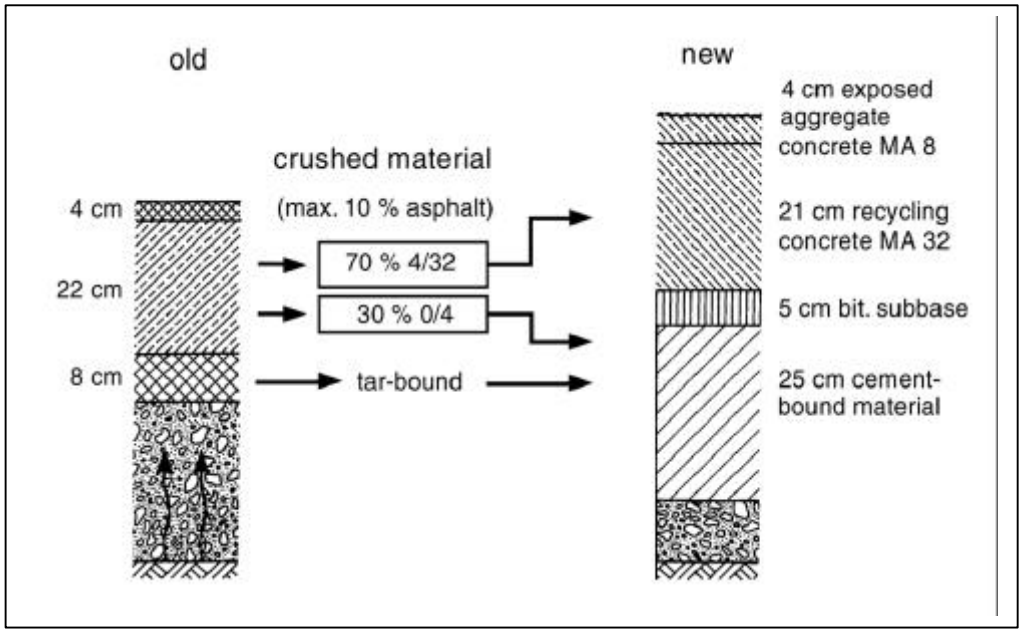


Figure 4: Recycling concept for concrete motorways [1]

The old tar-bound layer (approximately. 6 - 10 cm thick) is removed by milling, the old granular subbase shaped to the new grade and then the layer of the tar-bound material and the material 0/4 obtained by crushing the old concrete are added. The stabilised layer is covered by a layer of 5 cm asphalt to provide a freeze-thaw- and erosion-resistent support for the new concrete pavement.

The initial materials for the stabilisation are:

- the old granular subbase (the top 17 cm)
- the old tar-bound material (5 cm)
- the crushed sand 0/4 (from processing the old pavement concrete) (3 cm)

The thicknesses of the layers result from the amount of materials available. The gradings of the materials and the resulting mix (with a sufficient content of sand 42 – 45 % < 4mm), are given in fig. 5.

According to the relevant specifications the requirements were:

- compressive strength at 7 days 3 MPa (from RVS 8.05.13 – [4])
- amount of contaminations in the leachate (28 days) 0,002 mg/l

The compressive strength of 3,0 MPa could be reached with 6,5% Fluastab 30; that means 133 kg/m³ at a Proctor density of 2190 kg/m³ or 33 kg/m² for a 25 cm layer. That binder content was used for the overwhelming part (87 %).

In a short section of roughly 200 m the amount of binder had to be increased to 7,5 %; at the following section the contaminations were even higher, the binder content had to be increased to double the amount. With a Fluastab content of 14,5 % (270 kg/m³ or 54 kg/m²) compressive strengths of 8,1 MPa after 7 days and 23 MPa after 28 days resulted.

No additional machinery compared with a normal cement stabilisation is necessary. The stabilisation operations are shown in fig. 6. The costs for man labour and equipment are slightly higher.

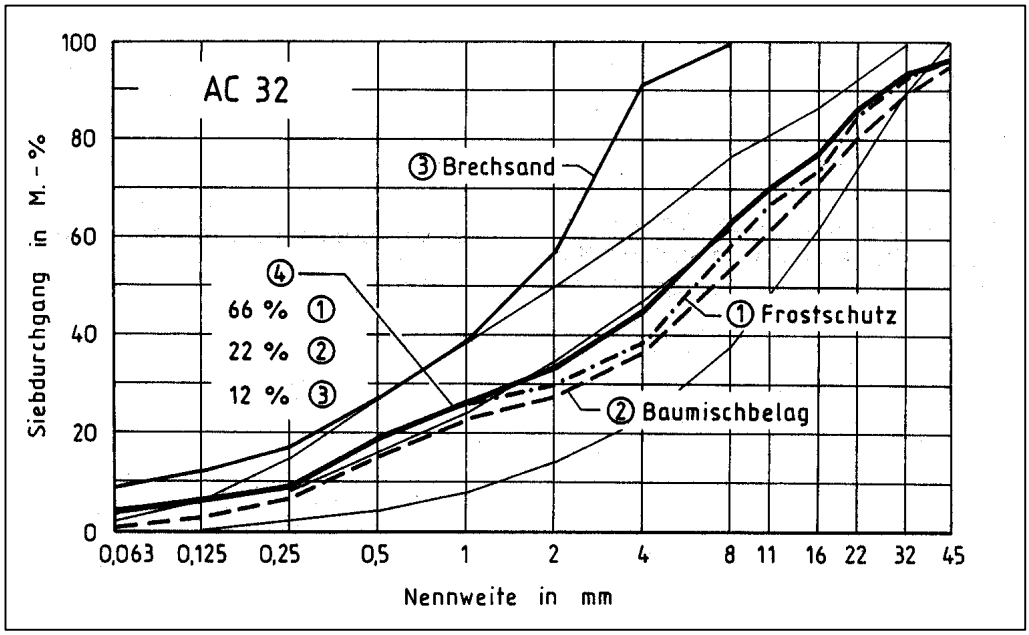


Figure 5: Gradings of (1) = granular subbase, (2) = tar-bound material (milled), (3) crushed sand, and (4) = the mix (without binder)



Figure 6: Stabilisation in progress

As a consequence of the lower density of Fluastab (900 kg/m³; cement 1080 kg/cm³) the spreader had to pass twice. Curing is very important because slower hardening means a longer exposure to drying. So a bituminous emulsion has to be sprayed immediately after compaction.

The site traffic could start after three days without causing any damages.

A lot of control tests were done, in particular for the leaching; not one of them failed, all test results satisfied the requirements.

6. SUMMARY

At reconstruction sites (highly) contaminated material are encountered frequently. These contaminations can be bound sufficiently by stabilising the material with cement or a special binder. For inorganic material ordinary Portland Cement will do, but in case of organic material special binders had to be developed. Such special binders are those of the Fluastab series of SPZ – Zementwerk Eiberg. They have been used for stabilising heavily contaminated tar-bound material since 1997 on reconstruction sites of the motorway A1 more than 20 km of carriageway.

REFERENCES

1. Sommer, H.: La Experienca Austriaca con los Pacimentos de Hormigon (The Austrian Experience with Concrete Pavements). V Journadas Sobre Pavimentos de Hormigon Alicante, 2/3 Diciembre de 1999, p. 171-187.
2. Sommer, H.; Bohrn, J.: Erneuerung der A1 – Wiederverwendung von teerhältigem Material. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 481/1999.
3. Koubowetz, F.; Zehetmayer, J.: Neue Wege bei der Herstellung stabilisierter Tragschichten bei starker Kontamination des Ausgangsmaterials. Zement und Beton, 2/1998.
4. RVS 8.05.13, Ausgabe 1987: Oberbauarbeiten. Tragschichten – zementstabilisierte Tragschichten. Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr im ÖIAV, Wien.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

EXPERIENCIAS CON RECICLADOS MIXTOS EMULSIÓN BITUMINOSA-CEMENTO

EXPERIENCES ON COLD RECYCLING WITH BITUMINOUS EMULSIONS AND CEMENT

J.J. Potti
Director de Tecnología y Promoción Técnica
Probisa Tecnología y Construcción, S.A.
Polígono Industrial "Las Arenas". Ronda, 9. Pinto.
28320 Madrid (España)
jjpotti@probisa.com

RESUMEN

La idea de acercar y aprovechar las ventajas derivadas del empleo de un ligante bituminoso y combinarlas con la capacidad estructural que aportan los firmes estabilizados con cemento ya ha sido abordada industrialmente hace algunos años. El resultado práctico, a pesar de una fuerte campaña comercial, no arrojó los resultados anunciados.

En esta comunicación se explican las posibilidades que se derivan del empleo de ligantes mixtos, emulsión-cemento, en la técnica de reciclado de pavimentos.

ABSTRACT

The idea of to bring near and to take advantage of the derived advantages of the employment of a bituminous binder and to combine them with the structural capacity of cement treated pavements has already been industrially approached some years ago. The practical result, in spite of a strong commercial campaign, did not produce the announced results.

In this paper the possibilities derived of the employment of mixed binders, emulsion-cement, in the pavement recycling technique are explained.

PALABRAS CLAVE

Reciclado, in situ, emulsión, cemento, OPTEL.

KEY WORDS

Recycling, in situ, emulsion, cement, OPTEL.

1. INTRODUCCIÓN

Las técnicas de construcción y conservación de carreteras se enfrentan modernamente a la necesidad de optimizar los recursos, ser económicamente competitivas y, sobre todo, respetuosas con el medio ambiente. Estas necesidades implican el aprovechamiento y/o reutilización de los materiales locales, el evitar costes innecesarios de transporte, uso de la energía y ser ambientalmente soportables.

Al construir y conservar las redes viarias, las administraciones se enfrentan a variados problemas, como son entre otros:

- Disminución de los recursos financieros disponibles.
- Escasez de materiales naturales (agotamiento de fuentes y legislación ambiental)
- Elevado coste de la energía, que propicia la reducción de su consumo.
- Escasez de recursos humanos con una suficiente preparación específica.

Por lo tanto, esas administraciones necesitan optimizar los recursos disponibles para estas actividades. Una parte muy importante de ellas se dirige a los firmes: conservación ordinaria, renovación superficial y rehabilitación estructural.



Foto 1. Obra de reciclado tipo III.

El reciclado en frío in situ es una técnica de rehabilitación que consiste en la reutilización de los materiales procedentes de los firmes que ya han estado en servicio: materiales deteriorados que han perdido en gran parte sus propiedades iniciales o materiales aún en condiciones de servir cuyas características se desea mejorar. Esta técnica se fundamenta en la adición de una cierta cantidad de emulsión y/o cemento al firme que está siendo fresado, de tal forma que se obtenga, tras el proceso constructivo, una mezcla con unas propiedades de comportamiento como capa de base o intermedia, similares a las de una gravaemulsión o un suelocemento.

El grado de deterioro del firme a reciclar debe ser tal que su tipología no indique un agotamiento estructural de la capa que conforma el cimiento del mismo, ya que en ese caso, la medida rehabilitadora a proyectar pasa primeramente por una reparación exhaustiva de la explanada mediante saneos o bacheos (dependiendo de la extensión de la zona afectada) como medida correctora, y adicionalmente, mediante otro tipo de actuación preventiva, como puede ser la mejora de las condiciones de drenaje, etc.

En los últimos años esta técnica se ha extendido y consolidado en nuestro país (constituyéndose como uno de los tipos de rehabilitación más utilizado para firmes envejecidos) principalmente por las ventajas económico-ambientales que ofrece sobre el fresado y reposición con mezcla bituminosa convencional. Este hecho está permitiendo adquirir conocimientos y experiencias sobre el comportamiento de las carreteras en los que en su día se proyectó y ejecutó un reciclado de estas características como rehabilitación, por lo que actualmente se dispone de una mayor cantidad de datos contrastados en los que poder basar su proyecto y diseño.

La aplicación de la técnica de reciclado a los firmes, que consiste básicamente en estas fases:

1. Disgregación de sus capas superiores por fresado, eventualmente combinada con la aportación de un árido.

2. Adición a los materiales fresados, sin desplazarlos, de conglomerantes hidráulicos y/o emulsiones bituminosas.

3. Mezcla itinerante de los materiales mencionados, de manera que se obtenga una capa tratada que, después de compactada y al cabo de un período de curado o maduración, presente una cohesión elevada.

Los reciclados se clasifican en cuatro clases, tres de ellas corresponden a reciclados con emulsión, que corresponden a situaciones distintas en las que los resultados obtenidos difieren en cuanto a la calidad de la mezcla final, por lo que debe tenerse en cuenta a la hora del dimensionamiento, y la cuarta es con cemento. Esta clasificación es la siguiente:

- **Clase I**: se corresponde con firmes constituidos por un pequeño espesor de mezcla bituminosa sobre capas granulares, y asentados sobre una explanada que no tenga problemas serios, con el objeto de obtener una capa de base con características mecánicas mejoradas, tipo gravaemulsión, y que se termina con un tratamiento superficial o un aglomerado en capa fina.

- **Clase II**: corresponde a firmes con espesores de capas bituminosas superiores a los de la anterior clase, y en las que éstas suelen ser las principales responsables de los deterioros que presenta el firme.

- **Clase III**: se emplea cuando las capas superiores del firme, completamente bituminosas, se han comportado de una forma deficiente (deterioros como fisuración por fatiga, reflexión de grietas, despegues, pérdida de material, envejecimiento del ligante, etc.), siendo el resultado de la capa reciclada similar a una mezcla en frío.

- **Clase IV**: se emplea cuando hay una notable insuficiencia estructural en el firme existente para los tráficos esperados. Muchas veces se combina con un ensanche de la plataforma.

Esta clasificación se detalla a continuación:

TIPO DE LIGANTE	*EMULSIÓN BITUMINOSA*			*CEMENTO*
CLASE	I	II	III	IV
DOSIFICACIÓN	4-7%	3-5 %	2-4 %	4-6 %
FIRME A RECICLAR	Pavimento bituminoso (< 5 cm) + base granular	Pavimento bituminoso (< 10 cm) + base tratada o no	Mezclas bituminosas	Firmes degradados
ESPESOR (cm)	8-15	8-15	5-15	15-35
OBJETIVOS	Estabilización y regularización del firme		Reciclado y regeneración del ligante existente	Formación in situ de una base tratada

Tabla 1. Clasificación de los Reciclados.

En la red de carreteras del Estado los reciclados más habituales son los denominados tipo III, constituidos totalmente por mezcla bituminosa. En esta red de carreteras del Estado los tráficos son muy importantes, T00, T0, T1 y T2 fundamentalmente. Bajo estas circunstancias y habida cuenta que en el proceso de reciclado in situ el proceso de fabricación y extensión se realizan en una sola operación, uno de los aspectos clave no sólo en el comportamiento inicial, toma de cohesión inicial de la mezcla, sino en las características finales de la mezcla es el contenido en agua de la mezcla.

El agua es un líquido incompresible y por ello ni siquiera con elementos de compactación más enérgicos se consigue desplazar esta agua. El contenido de huecos final de la mezcla dependerá no sólo del esqueleto mineral sino también del contenido en agua de la mezcla. Por último, y como es bien sabido, las propiedades mecánicas finales de la mezcla dependen del contenido en huecos. De todo ello se deduce la importancia de reducir al máximo ese contenido en agua durante el proceso de Reciclado haciéndolo compatible con las condiciones de humedad que necesita la operación de fresado y la humedad mínima que precisa el proceso de envuelta.

Conviene recordar además que el Reciclado de pavimentos, a diferencia de otras unidades de obra, deja un nuevo material encajado entre los bordes de la recicladora y el espesor que ha profundizado la máquina con lo que en principio, la facilidad para el drenaje del agua de la mezcla es mucho más difícil.

Esta circunstancia condiciona no sólo los límites de empleo de la técnica, respecto al tipo de tráfico, sino también el espesor máximo de reciclado. A mayor espesor de reciclado mayores riesgos de post-compactación para carreteras sometidas a tráfico pesado.

De este planteamiento la Dirección Técnica de Probisa propuso adoptar un enfoque similar al que se viene empleando desde hace muchos años en la técnica de las lechadas bituminosas. El papel del cemento, en polvo, en las lechadas es triple y este aspecto ha sido estudiado con profundidad en el desarrollo del proyecto OPTEL (1,2):

- Modifica bruscamente el pH de la fase acuosa provocando el inicio de la rotura de la emulsión y facilitando la toma de cohesión inicial.

- Añade un material con alta capacidad de adsorción de agua, reduciendo por tanto la consistencia final de la mezcla.
- Aporta las propiedades adicionales de un ligante hidráulico.

El contenido habitual en obras de es en torno al 0.5% sobre árido. No es el interés realizar una mezcla tipo “Stabicol®”, cuyos contenidos en cemento son claramente superiores y se pueden plantear los fenómenos de fragilidad y retracción similares a los de los firmes tratados con cemento. La idea que preside este trabajo es aprovechar las ventajas del cemento como fíller activo pero manteniendo las propiedades flexibles de un material tratado con ligante bituminoso.

Este aditamento no existe en la actualidad y por ello el Departamento de Maquinaria de Probisa ha desarrollado un dosificador para la adición vía seca de cemento a la máquina Wirtgen 2100 DCR, habitualmente empleada en este tipo de trabajos.

2. EXPERIENCIA CANADIENSE

En Canadá existe una importante experiencia en las técnicas de reciclado, en general, y de los denominados reciclados en frío en particular. En este apartado se describirán las etapas constructivas de los reciclados mixtos emulsión-cemento. El objetivo de este tipo de actuaciones es fundamentalmente estructural y va especialmente dirigido a secciones en las que la base está constituida por un material granular y las capas superiores son mezcla bituminosa. No se trata de un reciclado in situ por la forma en la que se abordan estos trabajos.

La primera etapa consiste en el fresado del aglomerado, si el espesor de estos materiales es superior a 15 centímetros. El material fresado es transportado a la central.



Foto 2. Fresado y transporte a central.

Posteriormente se inicia la etapa de decohesión. La profundidad media de este trabajo es de unos 25 centímetros y generalmente se atacan los últimos 12 centímetros de mezcla bituminosa y los 12 centímetros superiores de las capas granulares.



Foto 3. Etapa de decohesión.

A continuación se extiende el pulverizado, el árido de corrección (10-20 mm.) si es necesario y se ajusta el agua para proceder a la siguiente etapa que consiste en la mezcla del árido de corrección con el pulverizado para poder mantener el tráfico en la obra.



Foto 4. Adición de agua.

A continuación se extiende el cemento en polvo y luego se realiza la estabilización con emulsión.



Foto 5. Etapa de mezclado.

En esta etapa es preciso controlar el contenido de agua para poder realizar correctamente la compactación. Nivelación final con motoniveladora y por último la compactación.



Foto 6. Etapa de nivelación.

3. DESARROLLO DE UN SISTEMA DE ADICIÓN DE CEMENTO

La idea que preside este trabajo es aprovechar las ventajas del cemento como fíller activo pero manteniendo las propiedades flexibles de un material tratado con ligante bituminoso. La adición del cemento debe ser en polvo, en cantidades muy bajas en torno al 0,5%, y sin provocar los problemas ya conocidos de adición de un polvo que puede estar expuesto al viento o a su dispersión en las zonas colindantes. Por ello se pensó en un aditamento anejo a la máquina de reciclado.

Este aditamento no existe en la actualidad y por ello el Departamento de Maquinaria de Probisa ha desarrollado un dosificador para la adición vía seca de cemento a la máquina Wirtgen 2100 DCR, habitualmente empleada en este tipo de trabajos. Para el diseño de este conjunto se partió de los siguientes criterios de diseño:

1. Hacer una unidad compacta, de forma que ocupase el menor espacio posible dentro del conjunto del tren de reciclado, no dificultase ni interfiriese las distintas maniobras de trabajo.
2. Hacerlo acoplable a la máquina 2100 y a la vez independiente de la misma, de manera que una vez desmontado no quedasen en ésta elementos que pudiesen dificultar o impedir otras aplicaciones.
3. Acoplamiento fácil y sencillo en las maniobras de montaje y desmontaje a la máquina con el fin de no dificultar y retrasar los cambios en las obras.
4. Al objeto de simplificar el diseño y la construcción, la fuerza motriz debería proceder de la máquina Wirtgen 2100.
5. Hacer que la dosificación del producto fuese regulable con objeto de adaptarse a las necesidades de cada obra.
6. Capacidad para una carga paletizada de cemento de 2000 Kg, esta cantidad corresponde al consumo de media jornada de trabajo.
7. Extendido del cemento por vía seca, lo más próximo posible al tambor de reciclado evitando así la posibilidad de dispersión y contaminación del entorno por acción del viento.
8. Facilidad de transporte y almacenaje.

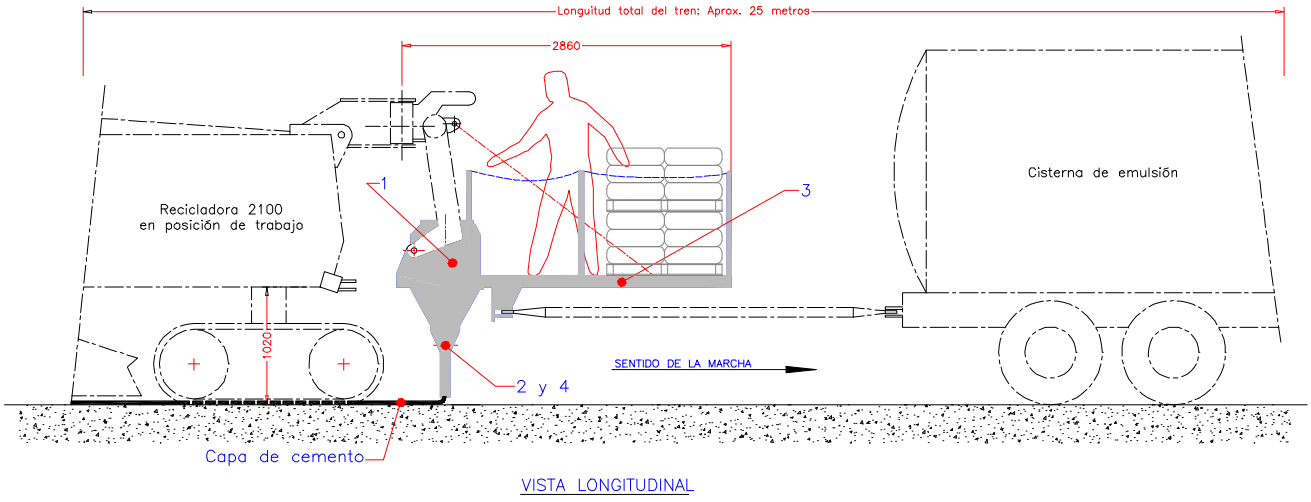
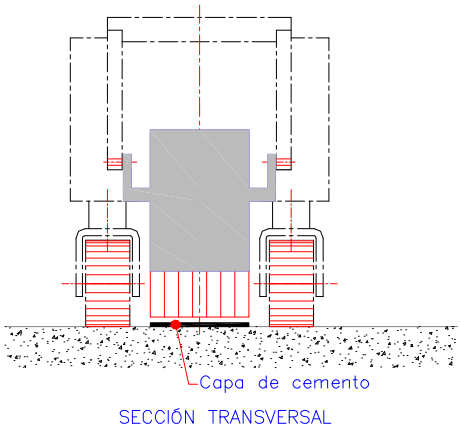


Figura 1. Esquema del dispositivo de adición de cemento.

En principio se estudiaron las posibilidades de la máquina Wirtgen 2100.

a) Con objeto de acoplar el dosificador a la máquina sin tener que diseñar una estructura exclusiva se aprovechó la que ésta posee en su parte delantera para soportar a la cinta transportadora que evacua el material (para cuando se realizan trabajos de fresado). Cuando la máquina se dedica al reciclado, como es el caso, esta cinta se desmonta y dicha

estructura queda libre. Esto hace que el conjunto de dosificación quede soportado por la propia estructura de la máquina mediante los mismos elementos de anclaje que se utilizan para la fijación de la cinta.



b) La fuerza motriz se toma de la misma máquina, de un punto del circuito hidráulico, de manera que no interfiera con la funcionalidad de otros equipos. La conexión entre el sistema hidráulico de la máquina y el del conjunto dosificador se hace mediante acoplamientos rápidos.

c) Por otra parte la corriente de señalización para maniobra se toma del circuito eléctrico de la máquina a través de una manguera y un enchufe rápido.

El conjunto está formado por los siguientes elementos:

1. **<u>Tolva de almacenamiento (posición 1)</u>**: Con una capacidad de 400 dm³. Compuesta por una estructura metálica y un eje con paletas rompe bóvedas accionado por una transmisión conectada al motor que acciona la válvula alveolar dosificadora del cemento.

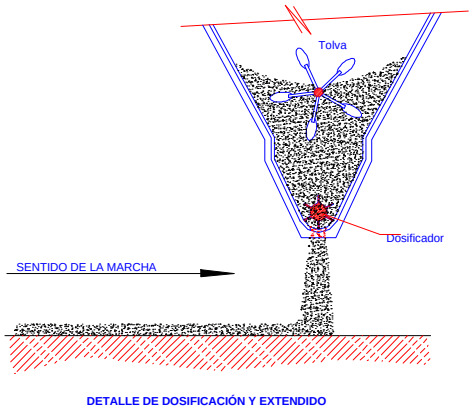
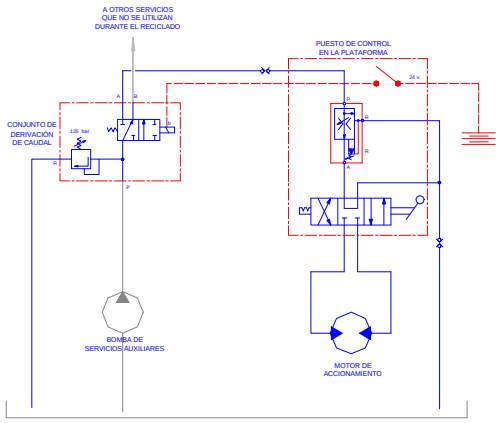


Figura 2. Tolva y dispositivo de dosificación.

2. **<u>Dosificador y distribuidor de cemento (posición 2)</u>**: Montado inmediatamente debajo de la tolva dosificadora y dispuesto en sentido transversal. Está formado por un eje que lleva montadas seis paletas radiales a modo de una válvula alveolar que permite una dosificación y distribución uniforme del cemento. Este conjunto está accionado por un motor hidráulico con control de velocidad mediante una válvula manual reguladora de caudal.

3. **<u>Conjunto de plataforma (posición 3)</u>**: Construido en chapa y perfiles de acero laminado. Está diseñada para que de una forma sencilla y robusta quede anclada a la estructura de la máquina. Esta plataforma sirve de soporte a los elementos anteriormente descritos, como de base para el operador; así como soporte a dos paletas de sacos de cemento que constituyen la dotación necesaria para media jornada de trabajo.



ESQUEMA HIDRÁULICO

4. **Sistema de accionamiento**: El sistema de dosificación está accionado por un motor hidráulico controlado desde la misma plataforma, la regulación de velocidad se lleva a cabo mediante una válvula de control de caudal. Este sistema está conectado al circuito hidráulico de la máquina mediante conexiones rápidas y mangueras flexibles.

Accesorios: Con objeto de controlar la dosificación el sistema cuenta con un tacómetro analógico graduado en Kg./minuto.



Foto 7. Fabricación en taller



Foto 8. Puesta a punto



Foto 9. Detalle del extendido



Foto 10. Prueba de extendido

4. CONCLUSIONES

En esta comunicación se describe el objetivo de aprovechar las ventajas del cemento como fíller activo en los reciclados tipo III. La adición de cemento en pequeñas cantidades permite seguir manteniendo las propiedades flexibles de un material tratado con ligante bituminoso. La adición del cemento en polvo, en cantidades muy bajas en torno al 0,5%, y sin provocar los problemas ya conocidos de adición de un polvo que puede estar expuesto al viento o a su dispersión en las zonas colindantes ha llevado a diseñar un dispositivo especial, que se describe aquí, acoplado a la máquina de reciclado.

En el curso de la exposición se describirán los resultados de empleo del dispositivo en obra así como los resultados de caracterización de estos reciclados mixtos. La acumulación de experiencias permitirá confirmar o no, si esta técnica de reciclado responde adecuadamente a los reciclados tipo III y si permite ampliar el espesor máximo, en la actualidad limitado a 15 centímetros, en especial bajo tráficos muy pesados.

5. BIBLIOGRAFÍA

(1) Potti, J.J. et al. *Study of breaking mechanisms & cohesion built-up on bituminous emulsions.* Eurasphalt & Eurobitumen 2000. Barcelona (España), 20 a 22 de septiembre de 2000.

(2) Potti, J.J. et al. *Estudo da rotura e coesao inicial das emulsoes betuminosas*. 1º Congreso Rodoviario Portugués. Lisboa (Portugal), 28 a 30 de noviembre de 2000

(3) Potti, J.J. et al. *Proposition pour la conception et la systématique dans la réalisation d'opérations de recyclage á froid in situ*. París (Francia), 11 a 15 de junio de 2001

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

RECICLADO IN SITU CON CEMENTO Y EMULSIÓN BITUMINOSA. RESISTENCIA Y COMPORTAMIENTO A LARGO PLAZO

IN-SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT AND BITUMEN COMBINED AS BINDER - STRENGTH PARAMETERS AND LONG-TERM PERFORMANCE.

Konrad Rossberg
o. Prof. i.R. Dr.-Ing. habil.
University of Technology Dresden
D-01062 Dresden (Germany)

RESUMEN

El empleo conjunto de cemento y emulsión como aglomerante de materiales granulares es no sólo una idea innovadora, sino que tiene sus ventajas, eliminando ciertas desventajas que estos productos tienen cuando se utilizan por separado. Por un lado, el cemento proporciona un rápido endurecimiento, incluso en condiciones climáticas adversas (elevada humedad). Por otro, la emulsión bituminosa produce una adherencia completa únicamente cuando se ha evaporado el agua que contiene. Es conocido que las mezclas con cemento tienden a fisurarse. La adición de una emulsión bituminosa permite obtener una cierta flexibilidad que contrarresta la formación de fisuras de retracción.

Los materiales que contienen cemento y betún como aglomerantes no pueden ensayarse y evaluarse sólo a través de las reglas propias de los materiales tratados con cemento o de las mezclas bituminosas. Se utiliza el ensayo de tracción indirecta para determinar las propiedades mecánicas. Midiendo la deformación en sentido perpendicular al de aplicación de las cargas pueden calcularse las tensiones y el módulo de elasticidad.

El objeto de numerosos estudios ha sido encontrar la combinación óptima de estos aglomerantes. En una primera fase se llevaron a cabo ensayos de rotura (carga estática) –se exponen algunos de los resultados de estos ensayos-, mientras que en una segunda se realizaron estudios dinámicos. Además, las probetas se sometieron a carga hasta un millón de ciclos mediante el ensayo de tracción indirecta. Los resultados muestras cláramente la influencia de diferentes contenidos de cemento y betún sobre la durabilidad.

ABSTRACT

The idea of using cement together with bitumen as a means of binding granular aggregates is not only innovative but also yields advantages of both binders and eliminates certain disadvantages that the one or the other binder has when used alone. On the one hand, cement allows a quick setting time even at adverse climate conditions (high humidity). The emulsion bound bitumen, on the other hand, obtains its complete bond solely after the evaporation of water. It is well known that mixtures which are solely bound by cement tend to crack. By the addition of bitumen emulsion a certain flexibility can be obtained, which counteracts the harmful formation of shrinkage cracking.

Materials containing cement as well as bitumen as binders cannot be tested and evaluated only by rules for cement-bound mixtures nor by rules for hot mix asphalt. We used the indirect tensile test for determining the mechanical properties. By measuring the deformation perpendicular to the applied load, the resulting strain and the modulus of elasticity can be calculated.

The purpose of numerous investigations was to find out the optimum combination of the binders. In a first phase, failure tests (static loading until cracking) were conducted. Some results of these experiments are explained. In a second phase, dynamic investigations were made. In addition, specimens were loaded up to one million load cycles by means of the

indirect tensile test. The results clearly illustrate the influence of different cement and bitumen contents on the permanent durability.

INTRODUCTION

In the early nineties, the in situ pavement recycling was introduced in Germany. In the Saxon region it was used rather frequently. The industry had developed efficient special construction machinery to mill off existing asphalt roads, to mix the removed asphalt with binder, to lay it again and to compact it. Depending on the thicknesses of the layers of the existing road, the milled-off material contains 20 to 60 % of granulated asphalt and 80 to 40 % of unbound granular material. Cement and also a bitumen emulsion were added as binders. At that time, there were no guidelines available for this technology, and data on the mechanical properties of the building material, which contained both cement and bitumen, were extremely scarce [1]. For this reason, the State Saxon Ministry of Economy and Labour charged the Chair of Pavement Engineering at Dresden University of Technology with research work in the respective field, i.e., investigations at the strength and deformation behaviour of the mixtures concerned, and also with the working out of a guideline for this construction method. It was another aim of the work described below to optimise the added binders so that the construction layer would combine the advantages of the two binder types: the cement produces a plate-like layer that resists deformation, and the bitumen added at the same time is supposed to reduce cracking.

SELECTION OF SUITABLE TEST METHODS

Before the investigations could start, the question had to be answered which methods should be applied to test this innovative material. As bitumen and cement are added at the same time, whose effect on strength and deformation is rather different, it was necessary to find out whether the produced mixtures and the construction layers, respectively, should be tested and assessed either with the traditional asphalt or concrete technology methods, or if other procedures would have to be applied. Moreover, such test methods were required which would provide data like tensile strength, strain and elastic modulus.

The preliminary investigations proved that the indirect tensile test is the best suited method to assess the mixtures considered. The indirect tensile strength can be used to directly assess the tensile strength which is an essential quality of a construction layer. Moreover, this test method provides far better results concerning the combined effect of the two binders cement and bitumen than the usual compressive strength tests for concrete or even the Marshall test, which is still used in asphalt road construction. It is another advantage of the indirect tensile test that

laterally arranged distance sensors can measure the transverse deformation, which is necessary together with the indirect tensile strength to calculate the elastic modulus. The tests were carried out with reference to the standard ASTM D 4123 [2]. To obtain reproducible results from the laboratory tests, model mixtures were formed on the basis of practical in situ examinations. The basic material consisted of 80 % or 50 % of an unbound grain mixture 0/32 mm and 20 % or 50 % of granulated asphalt 0/22 mm. The resulting grading was that of a crushed base coarse material 0/32 mm according to ZTVT [3] (cf. Fig. 1). To this basic material was added cement and bitumen emulsion the quantity of which was varied (0%, 2%, 4%, 6%).

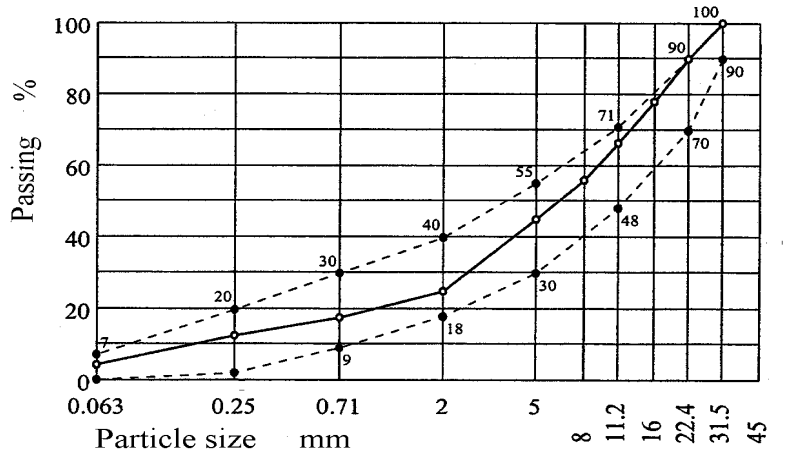


Fig. 1: Composition of the basic material (80 % crushed base coarse material, 20 % granulated asphalt) in the grading envelope of a crushed base coarse material 0/32 according to ZTVT [3]

The mixtures are named after this composition as shown in the example given below for the mixture 80/20-6-2: (KRC = cold recycling).

KRC-mixture 80 / 20 - 6 - 2

- 2 — bitumen emulsion, (here 2 % are added)
- 6 — cement, (here 6 % are added)
- 20 — granulated asphalt, (here 20 % of the basic material)
- 80 — unbound grain mixture, (here 80 % of the basic material)

The preliminary investigations of the innovative mixtures produced further necessary data for the test methods. The following considerations formed the basis for choosing a cylindrical

specimen shape, which is also used for concrete tests in some countries with a diameter of 150 mm:

- this shape is suited to test also coarse grained mixtures,
- laboratory samples and test cores from the ready layer are of the same geometrical shape,
- it is possible to compact the samples like in practical conditions [4].

It was also vital to answer the question of storing the specimens because the two binders harden best in different conditions. While it is not useful that humidity withdraws from the cement while it is hardening, a bitumen emulsion obtains its full binding capacity only after the water has evaporated. After numerous preliminary investigations it was decided that the specimens are stored for seven days in a humid place and afterwards for 21 days in a dry place after their production, before they are tested. For the fatigue tests, the times of storage before testing were chosen longer to minimise posthardening.

RESULTS OF STRENGTH TESTS

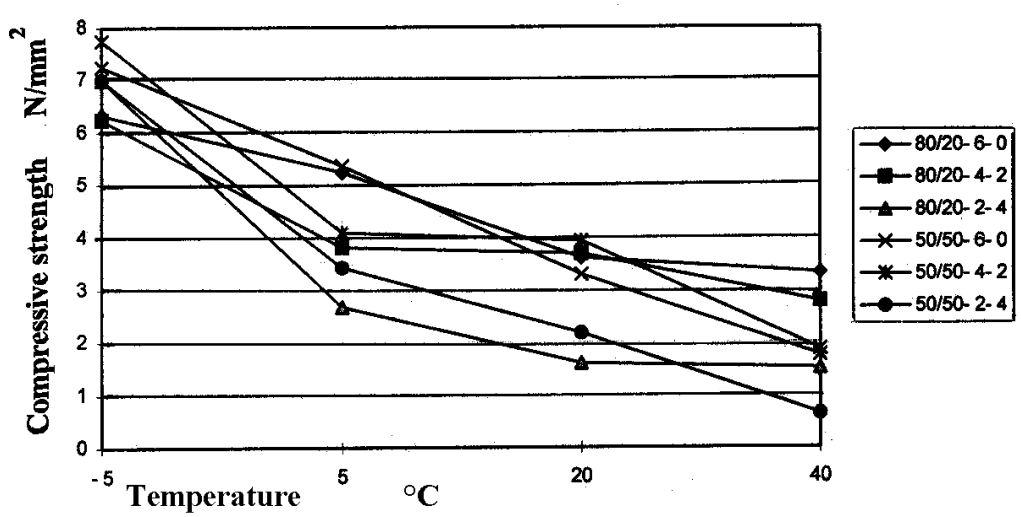


Fig. 2: Influence of the test temperature on the compressive strength for varying binder combinations. Basic mixture: 80 % crushed base coarse material, 20 % granulated asphalt

The strength of concrete is only slightly influenced by normal ambient temperatures. On the other hand, the test temperature for asphalt effects the test results considerably. This influence was examined in the preliminary investigations. Fig. 2 gives exemplary data of the compressive

strength tests which were made with cylindrical specimens with a diameter of 150 mm. It becomes obvious that even when only cement is added as binder the tested compressive strength is a function of the test temperature, if the grain mixture (aggregate) contains granulated asphalt. For example, for the mixture 80/20-6-0 (6 % cement, no bitumen emulsion as binder) the compressive strength of 5.2 N/mm², tested at +5 °C, decreases by about 25 %, when tested at 20 °C; at 40 °C test temperature a further decrease by 10 to 15 % occurs. Resulting from the share of 20 % removed asphalt, this examined mixture only contains 1 % bitumen, so that strength decreases to drastically. The determination of the indirect tensile strength revealed similar trends. Due to a conclusion drawn, for all the following investigations the test temperature of +5 °C was fixed. In many regions of Central Europe this temperature is equivalent to the outdoor temperatures occurring in spring, during the thaw period (the critical loading case in the dimensioning of a flexible structure).

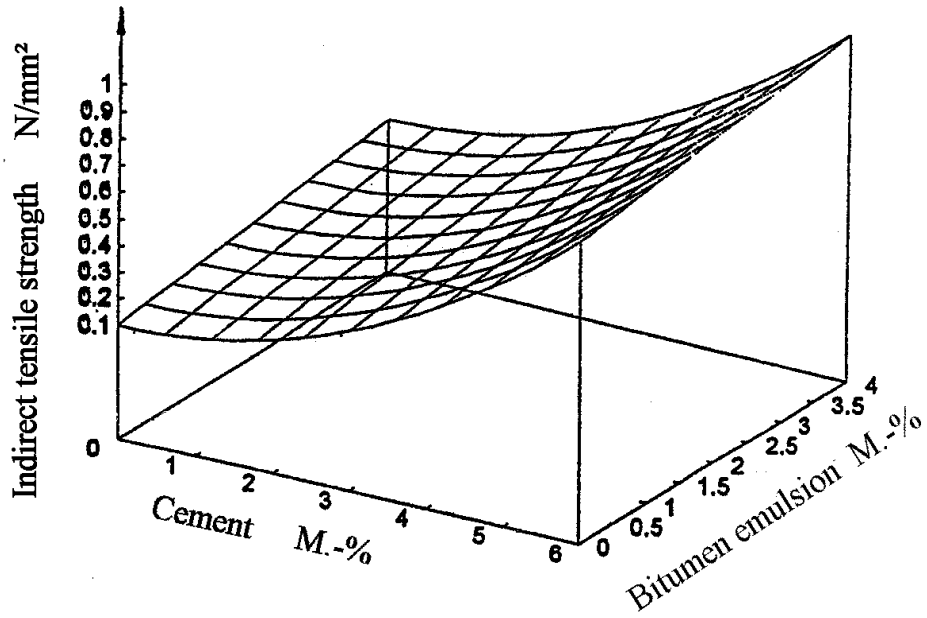


Figure 3: The indirect tensile strength in dependence on the quantity and type of binders (cement and bitumen emulsion)

On the basis of the influential factors determined in the preliminary investigations and of the test conditions that were consequently defined there were carried out extensive investigations into the strength and deformation behaviour and graphically evaluated after regression analyses [5]. The following figures contain some results concerning that. In Figure 3 the indirect tensile strength is plotted in dependence on the binder content. The strength shows a progressive increase with rising cement content, whereas the rising bitumen content only yields a smaller

linear increase. This dominance of the cement content in the formation of strength can also be observed for the compressive strength; also here the rising addition of bitumen leads to a linear increase of strength. This linear increase of strength does not always occur. In more recent investigations with additions of up to 6 % bitumen emulsion (with 4 % or 6 % cement) only initially an increase of strength (up to 3 % emulsion) was obtained, after that strength decreased slightly again [6].

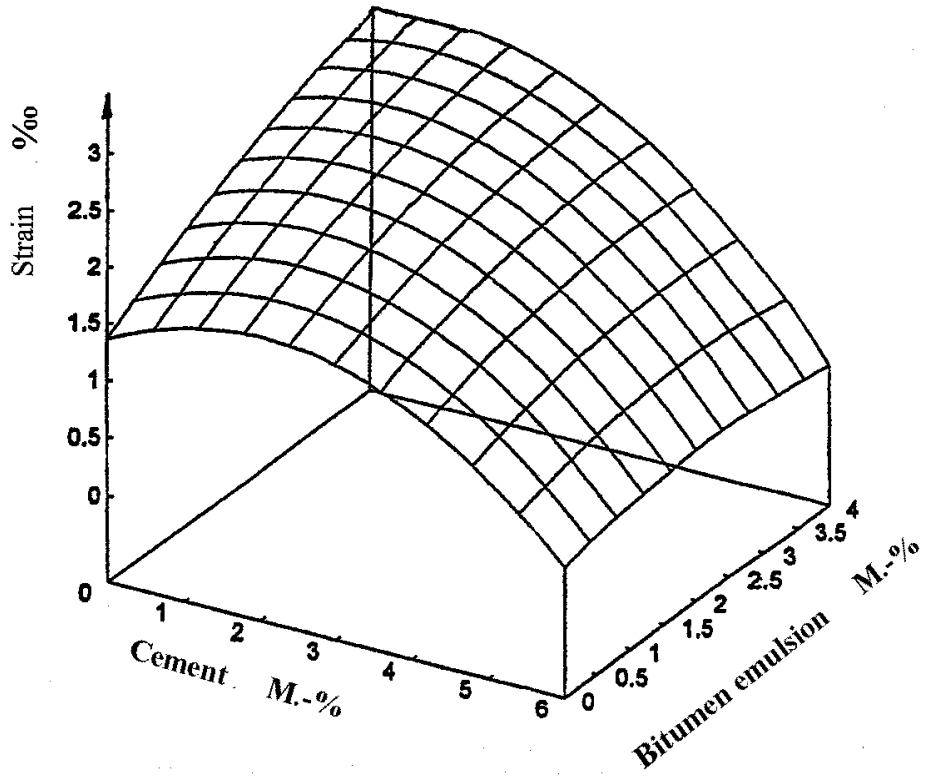


Figure 4: Strain (transverse strain in the indirect tensile test) in dependence on the quantity and type of binder (cement and bitumen emulsion)

For the assessment of a road construction material, however, there should be considered not only its strength but also its deformation behaviour. In Figure 4 the transverse strains measured in the indirect tensile test (at 75 % of the ultimate load) are evaluated. At low bitumen contents the strains change little up to about 3 % cement added, then decreasing considerably when the cement content is increased further. An increasing addition of emulsion only results in a slight increase of strain at 6 % cement; at low cement contents, however, strain increases marginally with the emulsion content. From these results presented there can be derived trends of how the above-formulated objective – a deformation-resistant slab with low cracking tendency –

can be achieved: securing a sufficient strength by the cement, increasing density and strainability by the bitumen and determining the optimum ratio for that.

INVESTIGATIONS AT THE FATIGUE BEHAVIOUR

In a pavement the construction layers are not single loaded until failure (such as it is usual in general strength tests and as it was applied in those described until now), but the layers undergo a continuously repeated alternating loading by traffic. Therefore, the fatigue strength of the construction materials used and their fatigue behaviour are of greatest interest for the dimensioning of the pavement. In a first investigation into this it was proved that the fatigue behaviour can also be tested using the indirect tensile test [7]. For the tests there was available a computer-controlled servohydraulic testing machine with an integrated temperature chamber. The loading frequency of 10 Hz was used with reference to the traffic load, and the load cycles to failure or up to 1 million loadings were carried out at a test temperature of +5°C.

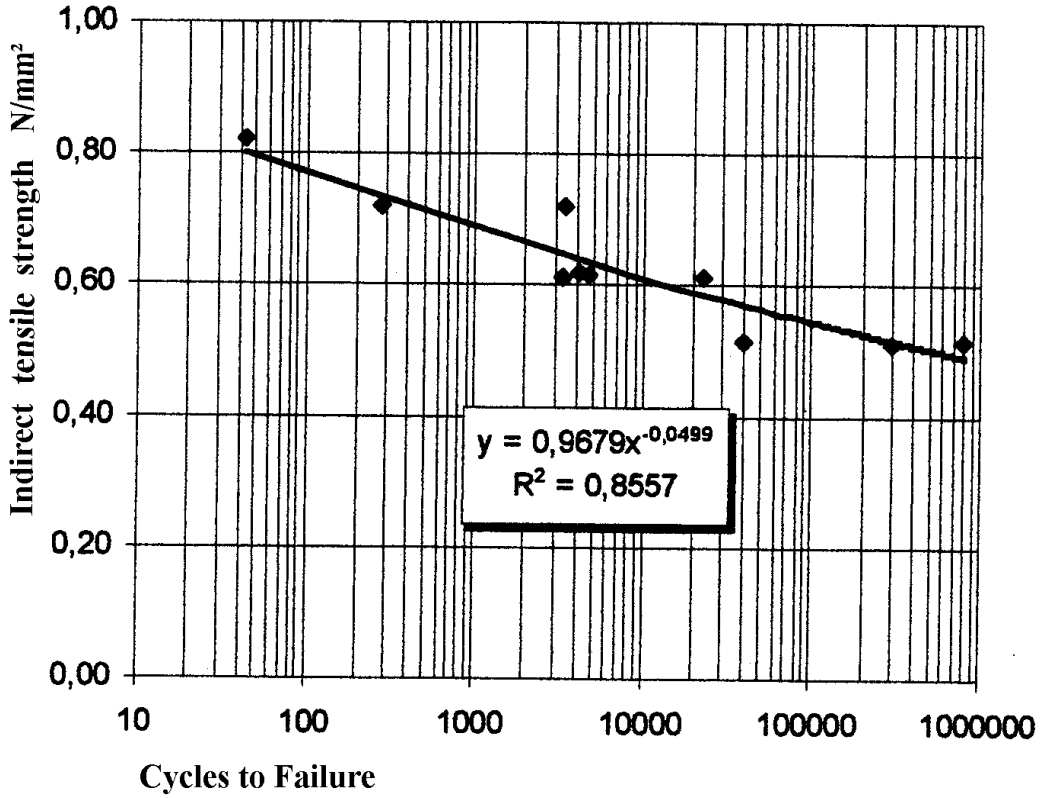


Figure 5: Cycles to failure and the appropriate indirect tensile strength for the mixture 80/20-4-2 at 5 °C, f = 10 Hz

In Figure 5 the results of the tests with continuous loading are represented for the mixture variant KRC 80/20-4-2. The typical shape of a fatigue function, such as it is also known from

concrete, is clearly developed: with decreasing amount of stress the endurable number of load cycles increases. The shape of the curve can be advantageously represented using a power function in the form

$$N_{br} = k \cdot \sigma^n ,$$

where: N_{br} = cycles to failure

σ = repeatedly applied stress

k, n = material constants

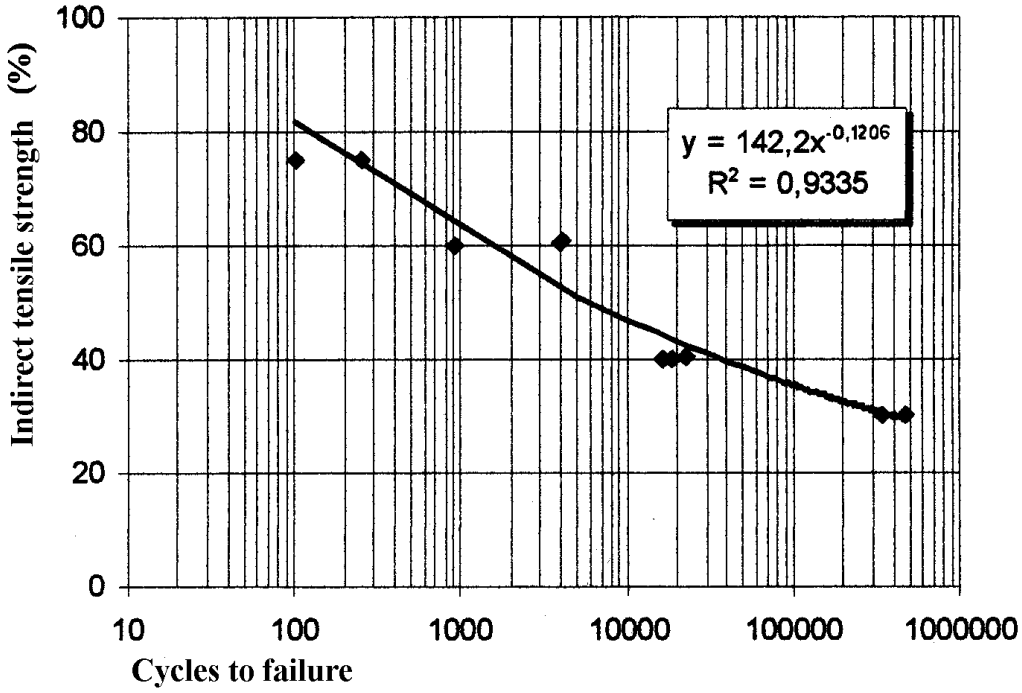


Figure 6: Cycles to failure as referred to the percentage of the indirect tensile strength for the mixture 80/20-2-4 at 5 °C, f = 10 Hz

Figure 6 contains the results for the mixture variant 80/20-2-4. Here, the representation has been changed. Not the absolute values are plotted on the ordinate (as in Figure 5), but the relative values as referred to the initial value of the statically tested indirect tensile strength. As expected, also here the typical fatigue function is obtained. An extrapolation of the curve beyond 1 million cycles does not yield any pronounced flattening of the course which could indicate an absolute value of the fatigue strength.

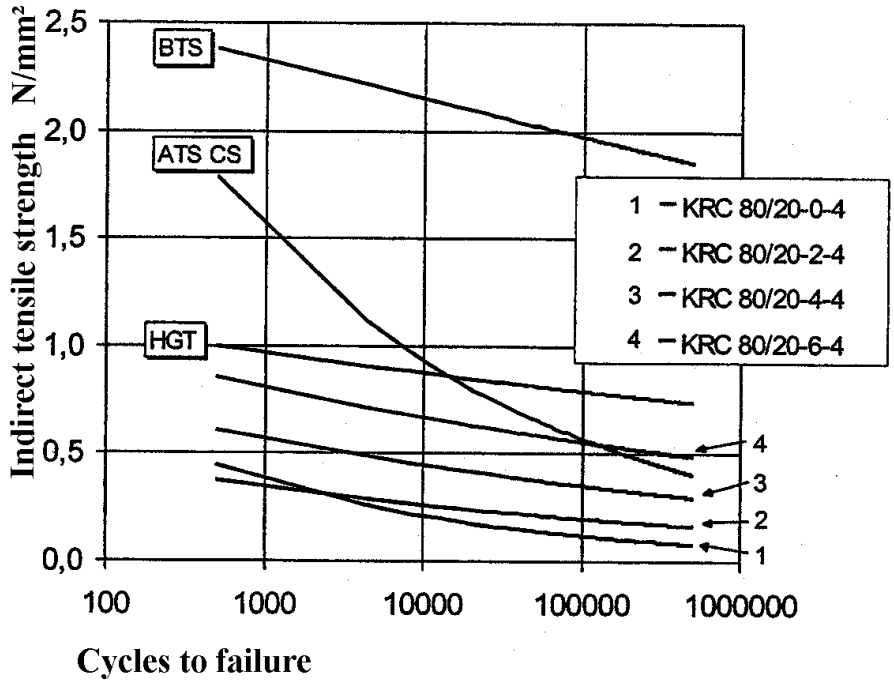


Figure 7: Cycles to failure and appropriate indirect tensile strength for different mixtures

Some results of investigations concerning the mixtures that contain 20 % granulated asphalt are summarized in Figure 7. In addition to the KRC mixtures with bitumen emulsion and cement as binder, for comparison an asphalt base mixture ATS C 22 was tested under the same test conditions and the results have been included in Figure 7. The upper curve in Figure 7 concerns a concrete base; it has been taken from publications by Recke [8]. He had tested concrete cubes (compressive strength 23 N/mm³, indirect tensile strength 2.4 N/mm²) at repeated indirect tensile stress, too. A comparison of the represented results shows that the shapes of the curves of the KRC mixtures have a trend which is similar to that of the curve of the concrete. Analogously to the cement content and the strengths achieved with it, there results a differentiation among the KRC mixtures which seems logical.

A much steeper course than that of the mixtures considered so far is shown by the curve for the asphalt base ATS C 22. The shape does not suggest a horizontal final tendency that would indicate a fatigue strength value. It should be noted, however, that also the asphalt was tested with a frequency of 10 Hz without intervals between the loadings. As is known, the fatigue behaviour of asphalts is also influenced considerably by other loading conditions, which could

not be included in the investigations represented, such as intervals between the individual loadings.

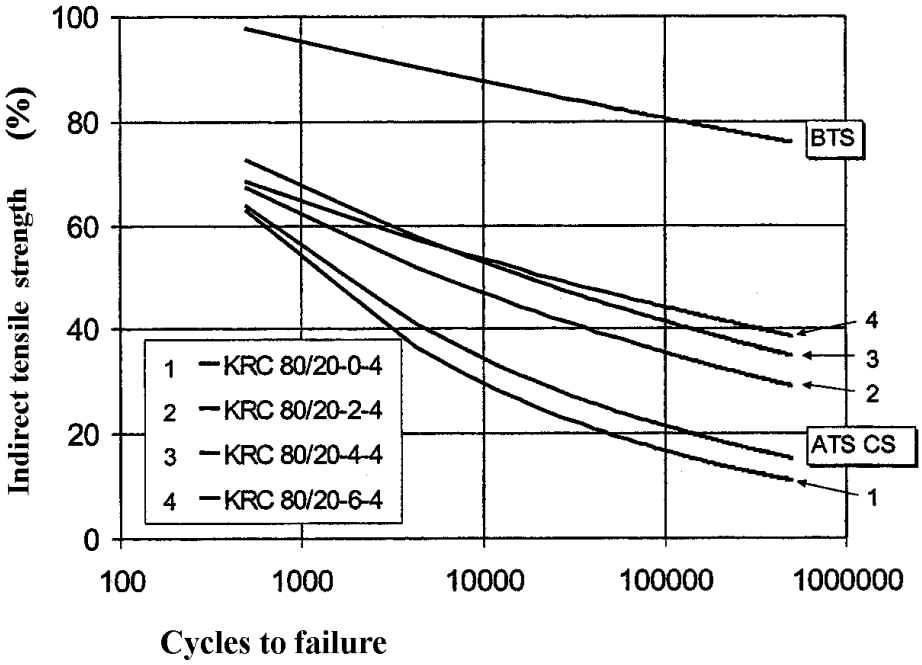


Figure 8: Cycles to failure, as referred to the percentage of the indirect tensile strength for different mixtures

In Figure 8 the same test results as in Figure 7 are represented, but again, as in Figure 6, as a relative value referred to the initial value of the indirect tensile strength. Also in this representation the concrete base is clearly superior to the other mixtures, then follow the "mixed construction methods", and the asphalt base is inferior to them, with a significantly steeper slope of the fatigue curve. However, the present results are not suitable for drawing generalizing conclusions as to the fatigue behaviour of asphalt. However, they show clearly that the mechanical behaviour of the construction materials containing cement and bitumen cannot only be judged by the usual testing and evaluation methods of concrete engineering.

An essential difference in the behaviour of the mixtures also becomes evident when the load-deformation lines are examined. In the indirect tensile test, the available test equipment allows the continuous recording of the permanent (plastic) and resilient (elastic) transverse deformation of the specimen by the laterally attached inductive displacement pick-ups. In

Figure 9 an example of the course of the transverse deformation of several mixtures is shown. There were chosen tests in which the addition of bitumen emulsion was kept constant at 6 % and the addition of cement was varied from 0 % to 6 %. For comparison there was included also the mixture of a cement-bound base (HGT) which does not contain any bitumen emulsion or granulated asphalt (left-hand curve). The almost straight-line course of the load-deformation line, which is characteristically for concrete, and a distinct fracture at the peak are discernible in this material.

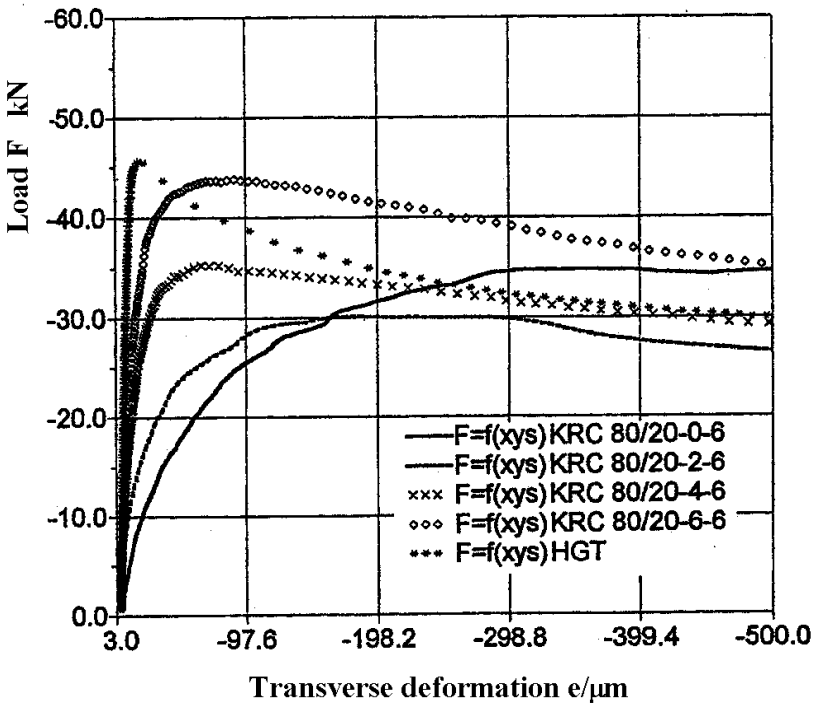


Figure 9: Load-deformation lines of an cement-bound base mixture (HGT) and of several KRC mixtures with different additions of cement and a constant bitumen content, indirect tensile test at +5 °C, rate of loading 50 mm/min

Also for the bituminous mixtures with 4 % and 6 % cement added (KRC 80/20-4-6 and KRC 80/20-6-6), one can still proceed from a linear course in the initial range of the lines to simplify matters, but from about 50 % of the failure load the curvature increases considerably, the state of fracture not being clearly readable. For the mixtures without cement or with 2 % cement added (KRC 80/20-0-6 and KRC 80/20-2-6) the lines are curved from the beginning and a "failure point" is not visible. All the tests we carried out at +5 °C. At higher test temperatures the load-deformation line of the HGT would not be different from that shown in Figure 9, the lines of the bituminous mixtures would be further curved, i. e. flatter.

The curved shape of the load-deformation line of bituminous mixtures also leads to a problem in the determination of the elastic modulus. Whereas for concrete for many cases of application a linear slope of the load-deformation line can be assumed, for bituminous mixtures this line at each point has a different curvature, which also may change very considerably with the test conditions (e g. temperature). Moreover in these mixtures also plastic deformations occur besides the elastic ones. How are they be taken into account? This was dealt with comprehensively and discussed by Nkwonkam in [6]. Let us here only refer to the fact that in the German guidline for cold recycling, in which the investigations explained in this paper were included, it is stipulated that the elastic modulus in the load-deformation line is to be determined from the transverse deformation at 45 % of the ultimate load [9].

The progressive plastic deformations also led to a problem in the definition of the failure criterion in the tests with continuous loading. Whereas in the mixtures with effective additions of cement a distinct fatigue failure occurred after a certain number of load cycles, in mixtures with high bitumen contents the plastic transverse deformations increased continuously, in some cases exceeding the measuring range of the inductive displacement pick-ups. As in the investigations described, a transverse deformation of 2 mm was assumed as the failure criterion. It still has to be clarified whether from the view of dimensioning the plastic deformation should be regarded as the failure criterion or which other value could be taken, possibly also in dependence on the composition of the mixture or on the loading of the layer. Other possible criteria are changes of the elastic strains in dependence on the number of cycles.

Generally, the investigations have shown that cement had the decisive influence on the strength properties, provided that more than 2 % cement was added. This can also be seen from Figure 9, according to which the strengths of the mixtures without cement and with 2 % cement hardly differ and the influence of cement only becomes clearly evident at 4 %.

REFERENCES

[1] ROSSBERG, K.; LANGHAMMER, L.: *Complex-Recycling – Recycling of different construction layers (within one operation) in-situ*. Proceedings of the International Conference ROADWARE 95, Praha 28. – 29.06.95, pp. 210 - 217

[2] ASTM D 4123: American Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures

[3] ZTVT-StB 95: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau*, Ausgabe 1995. Herausgeber: Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau

[4] ROSSBERG, K.; LANGHAMMER, L.: *Untersuchungen zur Verdichtung von emulsionsgebundenen Asphalt-Schotter-Gemischen im Kaltrecycling*. Bitumen (1994), H. 2, pp. 54 - 61

[5] LANGHAMMER, L.: *Stoffliche und konstruktive Untersuchungen zum Kaltrecycling für Tragschichten*. Dissertation TU Dresden 1997. In: „Schriftenreihe des Lehrstuhls Straßenbau“ der TU Dresden, Heft 6, Eigenverlag, 208 pages.

[6] Nkwonkam, J. E. *Untersuchungen zum Festigkeits-, Formänderungs- und Ermüdungsverhalten von zement-bitumen-gebundenen Kaltrecyclinggemischen unter Verwendung der Spaltzugprüfung*. Dissertation TU Dresden 2000. In: „Schriftenreihe des Lehrstuhls Straßenbau“ der TU Dresden, Heft 9, Eigenverlag, 281 pages

[7] Rossberg, K.; Nkwonkam, J. E.; Otto, A. *Ermittlung der Dauerfestigkeit mit dem Spaltzugversuch*. Forschungsbericht des Lehrstuhls Straßenbau der TU Dresden, 1999. Auftraggeber: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln. 42 pages

[8] RECKE, P.: *Ermüdungsverhalten von niedrigfestem Beton bei einem Dauerschwingversuch mit konstanter sinusförmiger Belastung unter den Bedingungen der Spaltzugprüfung*. Die Straße, 28. Jahrgang, (1988), Heft 7, pp. 220 - 222

[9] *Merkblatt für Kaltrecycling mit bitumenhaltiger und hydraulischer Bindemittelkombination für Tragschichten im Straßenbau*. Entwurf 2001. Herausgeber: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

FACTIBILIDAD DE UNA CAPA DE BASE CALCAREA TRATADA CON CEMENTO Y EMULSION BITUMINOSA COMPARADA CON UNA CAPA DE BASE DE PIEDRA PARTIDA DE ALTA CALIDAD

THE VIABILITY OF A CEMENT-EMULSION TREATED CALCRETE GRAVEL BASE IN COMPARISON WITH A CRUSHED STONE BASE

C.J. Semmelink
Research Engineer
Transportek, CSIR, P.O.Box 395, Pretoria, 0001 (South Africa)
csemmeli@csir.co.za

M.R. Hughes
Civil Engineer , Director
WSP-MBS , P O Box 2330, Edenvale, 1610 (South Africa)
mikeh@mbs-wsp.co.za

P.B.Botha
Research Technologist
Transportek, CSIR, P.O.Box 395, Pretoria,1000 (South Africa)
pbotha1@csir.co.za

RESUMEN
Materiales de alta calidad para la construcción de firmes de carretera son escasos en muchas partes del mundo. Esta comunicación describe un estudio comparativo del comportamiento de una capa de base G4 (1) de grava calcárea tratada con cemento y emulsión bituminosa, y una capa de base G2 de piedra partida de alta calidad. El estudio se realizó en Botswana, país del sur del continente africano. Una sección de firme de 2,2 km de longitud fue construida con una capa de base G4 de grava calcárea tratada con cemento y emulsión bituminosa. El resto del firme bajo el mismo contrato fue construido usando una capa de base G2 de piedra partida, que es la secunda base granular en orden de calidad utilizada en Africa del Sur. La capa de base G2 es siempre contruida sobre una capa de subbase de material granular tratado con cemento. La evaluación de las capas por medio del Deflectómetro de Impacto tipo FWD demostró, en este caso particular, que la capa granular (G4) tratada con cemento y emulsión bituminosa tuvo un mejor comportamiento que la capa de piedra partida (G2). Para verificar estos resultados, muestras extraídas de las secciones con la base tratada con cemento y emulsión fueron sometidas a ensayo de compresión no confinada. Una de las muestras fue también evaluada con el molde de ensayo K. Estos ensayos confirmaron los resultados obtenidos con el Deflectómetro de Impacto. Por lo tanto, el uso de bases tratadas con cemento y emulsión es una opción factible para utilizar en la rehabilitación y mejoramiento de firmes por medio de reciclado profundo in situ. Los resultados confirman que, en regiones donde los materiales de alta calidad son escasos o de alto costo, es posible construir firmes de carretera óptimamente por medio de esta técnica, la cual cuenta con varias experiencias satisfactorias en la región sur del continente africano.

ABSTRACT
In many world regions good quality roadbuilding materials are scarce. The paper discusses the evaluation of the performance of a G4 (1) cement-emulsion treated calcrete gravel base in comparison with a G2 crushed stone base in Botswana. A 2,2 km section of the road was constructed using the G4 cement-emulsion treated calcrete gravel or better known as an Emulsion Treated Base (ETB). The balance of the road under the same contract, used a well-graded crushed stone G2 base (i.e. the second highest quality unbound base). A G2 base is invariably always constructed on top of a cement-treated subbase. Falling Weight Deflectometer (FWD) evaluation of both road sections showed that in this particular case the cement-emulsion treated gravel base performed better than the G2 crushed stone base. To verify this finding cores were drilled from the calcrete ETB section of the road and evaluated by means of the Unconfined Compressive Strength (UCS) tests. One core was also evaluated with the K-mould test. This test substantiated the FWD findings. The use of cement-emulsion treated bases is therefore a viable option to consider for the rehabilitation or upgrading of the pavements of roads through deep in situ recycling. More importantly, the results also confirm that in regions where good quality roadbuilding materials are scarce or prohibitively expensive, it is possible to construct new roads optimally through this technique, which already has a proven track record in southern Africa.

PALABRAS CLAVE
molde de ensayo K, cemento, emulsión bituminosa, material calcáreo, piedra partida, base granular, rehabilitación.

KEY WORDS
K-mould, cement, emulsion, calcrete, crushed stone, gravel base, rehabilitation

1. INTRODUCTION

The 25,5km portion of road between Artesia and Dibete in Botswana is located on the A1 route between Gaborone and Francistown and was rehabilitated during the period 1995 to 1996.

WSP-MBS Consulting Engineers proposed to the Botswana Roads Department that this road be rehabilitated according to an alternative pavement rehabilitation design. This proposal was accepted but only for a short length of the road between km 19,7 and km 21,9 (i.e. 2,2 km).

2. THE ALTERNATIVE DESIGN PROPOSAL

In order to fully appreciate the proposed design alternative the existing pavement structure (as at 1995 prior to any rehabilitation works) as well as the rehabilitation design is tabled below along with the WSP-MBS Consulting Engineers' alternative design (2).

- Existing pavement

  20 mm thick seal and slurry
  150 mm thick cement stabilized calcrete gravel base
  300 mm thick natural calcrete gravel subbase
  In-situ subgrade

- Rehabilitation design

  Rework existing surfacing and base layer (150mm thick) as new subbase and stabilize with cement. Compact to 95 percent of Mod AASHTO density (C3-quality)(1).

  Import, process and compact to 86 percent apparent relative density a 150 mm thick layer of crushed stone as the base layer (G2 quality).

  Apply 13,2 mm/6,7 mm double seal surfacing.

- Alternative Rehabilitation Design (WSP-MBS)

  Import 100 mm of G4 quality calcrete gravel. Process this imported layer along with the existing base layer and surfacing (approximately 150 mm) while simultaneously adding the modifying agents (1½ percent portland cement (CEM1 42.5) along with 2 percent nett bitumen in the form of an anionic emulsion). Total layer thickness processed to be 250 mm. Compacted density of between 98 percent and 100 percent of Mod AASHTO density to be attained.

  Unconfined compressive strength (UCS) to be between 1200 kPa and 1400 kPa.

  Apply a 19,0 mm/9,5 mm double seal using 80/100 pen bitumen.

3. DESIGN CRITERIA AND OTHER INFORMATION

Average maximum FWD deflection of pavement prior to any rehabilitation = 0,525 mm (40kN, 566 kPa).

Total design traffic for the section of road over 20 years ending 2015 is 8,66 x 10^6 E80's (or ESAL'S)(2,3,4).

Estimated annual daily traffic in 2015 at 6 percent growth rate is 9956 vehicles per day (vpd).

The modified layer of calcrete will adequately resist indentation by the aggregate in the 19,0 mm/9,5 mm double seal due to the grading modulus (G.M.) of the gravel being more than 2,0. A suggested minimum requirement in this regard for a gravel base is 1,7 (5,6).

Laboratory testing showed that the UCS of the gravel material would be in the vicinity of 1800 kPa. Based on this, the predicted elastic modulus or E-modulus will be of the order of 1400 MPa which is well below the quoted value of 1750 MPa when cold mixed stabilized base courses become susceptible to fatigue cracking (7).

In terms of layer strength the California Bearing Ratio (CBR) value exceeds 230 and the Unconfined Compressive Strength (UCS) in the vicinity of 1800 kPa also exceeds the minimum requirement of 750 kPa for the predicted number of E80's to be carried.

According to the mechanistic analysis all safety factors (4,8,9,10) for the various layers are far more than the minimum required. It is predicted that traffic well in excess of the required 8,7 x 10^6 standard 80 kN axle loads can be carried .

4. TEST RESULTS DURING IMPLEMENTATION AND MONITORING THEREOF

Since the construction in 1996 of the 2,2 km section, periodic testing of the cement-emulsion stabilized/modified base layer has been carried out.

The relevant tests done comprised:

- FWD deflections (40kN, 566 kPa)
- Chemical compositions
- determination of in-situ UCS strength from cores
- use of K-mould technology to establish actual UCS and E-modulus values as well as the potential life of the layer (11).

Some of the test results are presented hereunder. During implementation (January and February 1996) the UCS test results varied between 1200 kPa and 1500 kPa on the left hand side (LHS) and between 1250 kPa and 1800 kPa on the right hand side (RHS). The average UCS value on the left hand side was 1364 kPa and on the right hand side was 1406 kPa which was good.

During the subsequent monitoring carried out the following UCS values were obtained as set out in Table 1.

Table 1: UCS values of cores in kPa between May 1996 and May 1999

Distance	Core No. (142mm dia.)	May 96	April 97	August 98	May 99
20,11	L1	2536	3141	2224	2133
20,11	L2	1869	2042	Damaged*	1900
20,11	L3	1741	1292	1232	1351
20,11	R1	2927	2677	1787	2744
20,11	R2	2637	1760	Damaged	1873
20,11	R3	2819	2566	1792	2853
20,61	L1	3145	3646	3585	4485
20,61	L2	2734	1092	747	Damaged
20,61	L3	1347	1623	1541	1552
20,61	R1	2155	2096	1561	2351
20,61	R2	2033	1397	1477	978
20,61	R3	2029	1403	982	1764
20,67	R1	2366	1887	1225	1664
20,67	R2	2559	1550	1611	1767
20,67	R3	1996	1544	1448	1873
20,67	R4	2224	1593	1141	1337
20,67	R5	2186	1841	1100	1714
20,67	R6	2245	1322	1275	Damaged
20,67	R7	2196	870	769	1271
20,67	R8	1932	Damaged	1135	1433
20,67	R9	1686	796	651	1170
20,67	R10	1952	785	863	869
21,11	L1	1764	1265	1081	1238
21,11	L2	Damaged	1626	1341	Damaged
21,11	L3	2176	1428	1312	2015
21,11	R1	1907	1386	1536	1356
21,11	R2	1297	2073	Damaged	1815
21,11	R3	2311	1203	598	820
21,61	L1	2226	1216	1716	1879
21,61	L2	1534	1329	1307	1413
21,61	L3	1684	1492	952	1365
21,61	R1	2027	1416	1170	1538
21,61	R2	2300	1505	1415	1756
21,61	R3	1267	1415	748	1552

Note: minimum requirement 750 kPa

* Generally this damage occurred during the core extraction process with the core not being able to be recovered properly at all and could, therefore, not even be tested.. Each core that was successfully extracted was then carefully examined and a “damage classification” carried out based on “edge damage” (little, some, much); “lateral surface damage “(little, some, much), and “shape damage” (coned, spherical). All those cores with UCS strengths less than 1000 kPa generally had a rating of “much” damage for either “edge” or “lateral surface” damage. The cores were prepared for testing by all the laboratories involved in exactly the same manner (3 laboratories carried out duplicate testing in May 1999). Briefly the procedure involved the follwing:

- Damage classification
- Core photograph
- Core trimmed square with diamond tipped saw
- Cores sealed in double plastic bag and placed in oven for 12 hours at 29 °C

- After 12 hour period the cores were tested immediately for UCS using the standard UCS test method (12).

From the tabulation of UCS values it is clear that generally with time there is no reduction in the UCS strength. Visual inspection of the road during 1999 revealed no cracks along the entire length of road on the surface.

Regarding deflections the average maximum deflections (October 1997) are as follows(see Table 2):

Table 2:Average maximum Falling Weight Deflectometer (FWD) deflections (40 kN, 566 kPa)

Control section (original G2 design)(km 18,90 to km 19,60	Average maximum FWD deflection
Northbound left hand wheelpath	0,350 mm
Southbound left hand wheelpath	0,341 mm
Trial section (km 19,7 to km 21,9)	Average maximum FWD deflection
Northbound left hand wheelpath	0,298 mm
Southbound left hand wheelpath	0,284 mm

It is significant to note that the trial section deflects 15% less than the G2 control section indicating a much longer predicted life.

5. **K-MOULD TEST (11)**

In normal layerwork of a road pavement, the material in each layer is usually subjected to an increase of the vertical stress during traffic loading, which in turn, causes the material to expand slightly in a horizontal direction. However, the surrounding material resists this expansion whereby the horizontal stress $_3$ is increased. The K-mould test system is designed to simulate this condition in the laboratory sample, and may be described as a mechanical device (i.e. mechanical dynamic triaxial) that automatically increases the lateral restraint on the specimen as it is being vertically loaded. The result is a confined compression test but with a constant or controlled horizontal elastic modulus (E_3) rather than a constant or controlled horizontal confining stress ($_3$). Normally samples with a diameter of 152,4 mm and a height of approximately 100 mm are used. However, with a special adapter piece it is possible to test 101,6 mm diameter core samples (i.e. Marshall test samples) as well. Samples between these two standard sizes have also been tested by filling up the void space between the cored sample and internal segmented cylinder with metal shims.

During the K-mould test the applied vertical stress levels are selected. The load is normally applied following a haversine curve. Other load shapes are also possible, and have been used in the past (13). The total load-unload period mostly used is 0,2 s which is usually followed by a recovery period of 0,2 s between successive load applications to allow the dissipation of stresses and strains. The test is computer driven to ensure proper load application. The time intervals (expressed as the number of load repetitions) at which data should be collected and the size of the data windows (i.e. the rate of sampling, as well as the length of the sampling period) can be specified. Four channels are continuously monitored namely the loads of the top and bottom load cells, the average vertical deformation, and the total increase in the lateral circumference of the sample. The principle of the K-mould is that the sample will expand laterally, thereby increasing the lateral spring force, until the lateral spring force is large enough to hold the vertical load. It is therefore not necessary to select the spring force

beforehand. Checks have been done to evaluate the effect of spring stiffness. Because the lateral springs have also been calibrated to determine the load required to compress the springs, the horizontal force can also be determined. Because both the initial height and diameter of the sample are known, it is possible to determine $_1$, $_3$, $_1$ and $_3$ on a continuous basis. From these values it is possible to determine all the generally required properties. During the data collection phase the maximum and minimum readings of each data channel for each data window is also saved in a separate file. The data in the latter file are used to determine E_{sec} and the life of the pavement layer in terms of rutting potential.

$$E_{sec} = (\ _{1max} - \ _{1min})/(\ _{1max} - \ _{1min}) \qquad \text{(Eq.1)(14)}$$

where $_{1max}$ = maximum vertical stress (kPa)
$_{1min}$ = minimum vertical stress (kPa)
$_{1max}$ = maximum vertical strain
$_{1min}$ = minimum vertical strain

As the ETB core diameter was approximately 142 mm, metal shims were used to fill up the side void to prevent excessive deformation of the ETB sample, before the lateral spring force was activated. Originally it was only intended to load the ETB sample in steps of 100 kPa stress level from 100 kPa to approximately 800 kPa. The permanent deformation of the sample was recorded during the test. Initially only 10000 load repetitions at a vertical stress level of approximately 800 kPa were applied. This was repeated the next day also at 800 kPa. Because there was a substantial increase in the inherent stiffness (i.e. E_{sec}) of the material after the overnight rest period, it was decided to load it for another 10000 (i.e. to 30000) repetitions at the same stress level (i.e. 800 kPa) to establish whether the higher stiffness values were maintained.

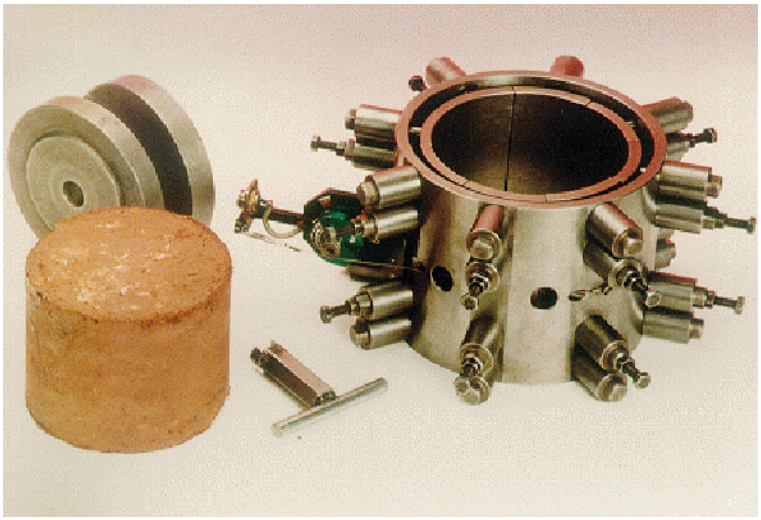


Figure 1: Photograph of K-mould plus sample

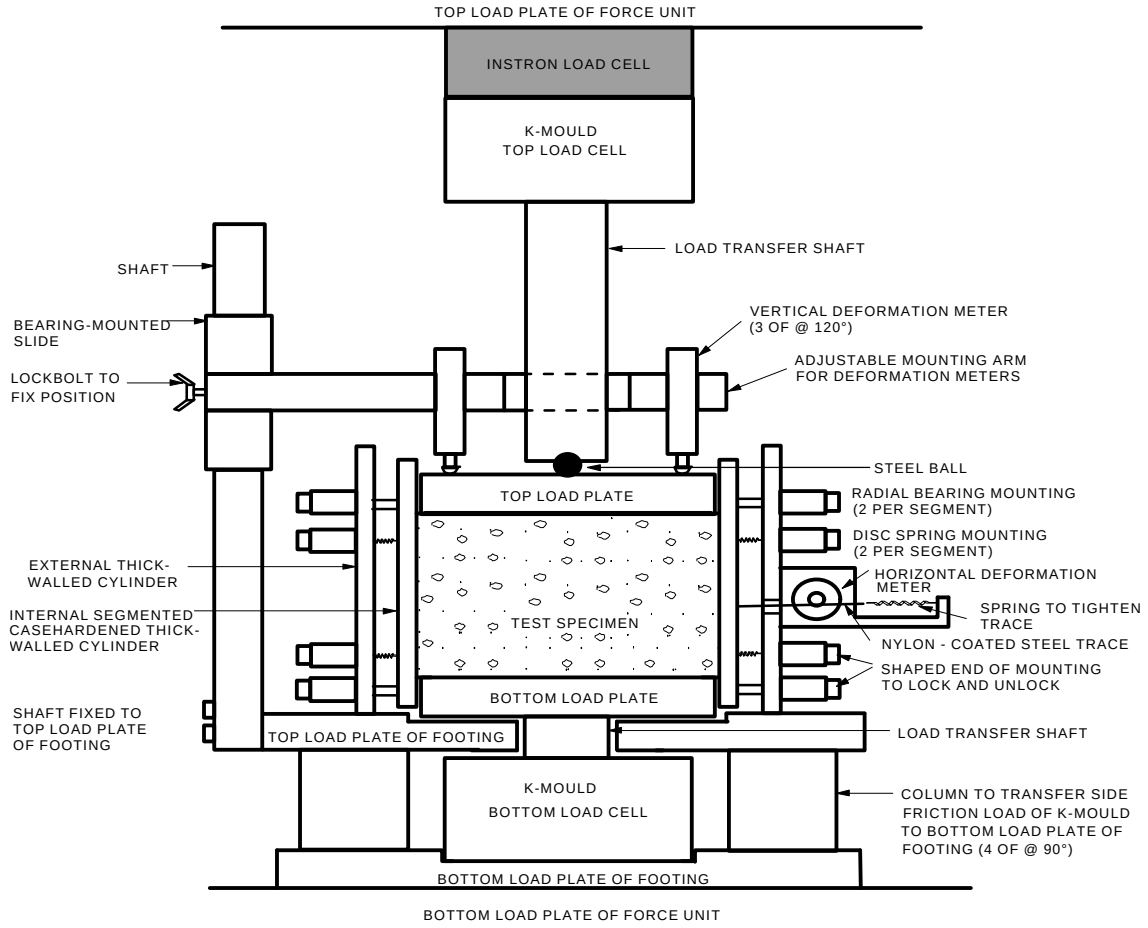


Figure 2: Schematic view of K-mould test setup (14)

6. COMPARISON OF K-MOULD WITH FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER (FWD) BACK-CALCULATION RESULTS

To compare the elastic stiffness values determined from K-mould testing with those on the actual road, the FWD data for a number of selected positions (i.e. maximum and minimum deflections) collected on the road were analyzed and compared with the results of the K-mould test on a core removed from the road. In the analysis the deflection data were first evaluated to make a quick assessment of the elastic moduli (i.e. E-moduli) values.

The E-moduli of the individual layers were estimated by dividing the average stress in the layer by the rate of strain in the layer. The estimates of the E-moduli were then used in BOWLER (15), a program specifically developed to determine the E-moduli of pavement structures from Falling Weight Deflectometer (FWD) data. This program requires the layer thicknesses of the base, subbase and selected subgrade as input, after which the program estimates the depth of the semi-rigid layer below the subgrade, depending on the surfacing type and thickness of the surfacing layer. The base, subbase, and selected subgrade thicknesses were determined from Dynamic Cone Penetrometer (DCP) results. In addition to the layer thicknesses, it also requires estimates of Poisson's ratio for each layer. These were all taken as 0,25. The positions of the geophones (i.e. distance from the load) and the maximum deflections measured at each geophone, as well as the magnitude of the applied load (in Newton) are also required as input information. An estimate of the E-moduli of each layer is then entered whereafter the program calculates the estimated deflection for the pavement with these E-moduli. The differences between the measured and estimated deflections are then determined and expressed as percentages of the measured deflections.

The average percentage error is also calculated. The E-moduli of the four layers are adjusted in subsequent runs until the individual errors and the average error are acceptably small. In this case the calculations were stopped when the average error was between 3 and 4 per cent. The biggest differences between the initial and final E-moduli were always in the E-moduli of the base layer. For the other layers the initial estimates were reasonably close. Because the thickness of the calcrete ETB varied between 225 and 250 mm, the E-moduli were calculated for both layer thicknesses. Two strong points (i.e. low deflection) and two weak points (i.e. high deflection) were analyzed (see Table 3).

Using the same load and pavement configuration and the calculated E-moduli, the deflections were predicted using ELSYM5M (16), a program that can be used to determine the stresses and strains at various points in the pavement structure. These stresses and strains are normally used in the SA Mechanistic Design method to determine pavement life by means of transfer functions (2). However, there are as yet, no properly calibrated transfer functions for ETBs. For this reason only the calculated maximum deflections at the surface were compared with the maximum deflections as measured with the FWD (see Table 4). The back-calculated deflections compare favourably with the FWD deflections for these FWD E-moduli(1). In Figure 3 the K-mould determined E_{sec}-values of the calcrete ETB core varied between 2300 and 1400 MPa in the 10 000 to 30 000 load repetition range. These values compare well with the back-calculated E-modulus range of 2500 to 1100 MPa in Table 2. The measured E_{sec}-values at a maximum stress level of approximately 800 kPa, measured at 20 000 and 30 000 load repetitions, were 2724 and 2518 MPa respectively. These values also compare favourably with the maximum value of 2500 MPa determined from the FWD. It is important to note that the "E-modulus" is not a single value but rather a range of values.

Table 3: FWD E-moduli values determined with BOWLER(15) for pavement with ETB (40 kN, 566 kPa)

Position (km)	Layer 1 (mm)	Layer 2 (mm)	Layer 3 (mm)	Layer 4 (mm)*	E1 (MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	E4 (MPa)
20.550	250	150	150	4270	1950	260	260	260
	225	150	150	4295	2300	250	260	260
20.900	250	150	150	2595	1100	160	200	200
	225	150	150	2620	1300	160	200	200
21.400	250	150	150	5826	2500	300	260	260
	225	150	150	5851	2500	400	280	260
22.900	250	150	150	8415	1300	210	260	210
	225	150	150	8440	1500	210	260	210

* This value is determined by BOWLER program

(1) The E-moduli back-calculated from the FWD deflections were compared with the directly measured E_{sec}-values from the K-mould to verify that the order of magnitude was correct.

Table 4: Measured and back-calculated deflection basins using the pavement information in Table 3 and ELSYM5M (40 kN, 566 kPa))(16)

Position (km)	Base (mm)	D1 (μm)	D2 (μm)	D3 (μm)	D4 (μm)	D5 (μm)	D6 (μm)	D7 (μm)
20.550	Measured	198	152	117	63	39	26	19
	250*	202	138	112	65	40	26	18
	225*	199	141	115	65	40	26	18
20.900	Measured	295	203	154	76	44	27	21
	250*	310	194	150	78	44	27	17
	225*	321	201	153	77	43	26	17
21.400	Measured	168	128	109	66	42	29	24
	250*	178	128	107	66	42	29	21
	225*	181	129	107	64	42	29	21
22.900	Measured	267	196	145	76	51	38	29
	250*	271	181	145	85	54	39	29
	225*	270	185	149	85	54	38	29

*Back-calculated for different base thicknesses as there was some variation in layer thickness of site.

Although some of the individual errors between the back-calulated and measured deflections may seem very large when expressed as a percentage, they should be seen together with the actual magnitude of the deflections measured instead of as absolute values. For example, an error of 19.05 per cent sounds very large. However, if one compares the measured and predicted deflection values of 21 and 17 μm (i.e. the difference is 4 thousandths of a millimetre), it is clear that the orders of magnitude agree well. If the average errors are generally less than 5 per cent, one can be confident that the predicted E-moduli values of the pavement layers are of the correct order of magnitude and can, therefore, be used with confidence in the mechanistic analysis of the pavement structure.

The rutting potential is expressed as the number of 80 kN axles required to cause a rut of, say, 10 mm in a layer of specified thickness (see Figures 3 and 4). The number of load repetitions required to cause 10 mm permanent deformation in the constructed layer of a particular thickness is determined from the rate of permanent strain of the latter part of the permanent deformation curve for the required layer thickness together with its offset "a" (i.e. initial rutting, usually due to densification of the material). To determine the width of the "wheel path", the diameter of a circular area which will carry a load of 40 kN is determined (i.e. half of 80 kN axle load on two tyres on a single circular area) at the average maximum stress applied during the K-mould test (see Table A1 in Appendix A).

Since not all applied wheel loads on a road follow the same track, a prediction has to be made about the fraction of wheel loads that lie in the path of maximum rutting (i.e. centre of wheel track). For this, it is assumed that the wheel load applications have either a normal (Gauss) or a Laplace distribution over the total width of the wheel track (17). It is assumed that the

visible wheel track (i.e. W in Figure 4) on the road is two thirds of the total width of the wheel track.

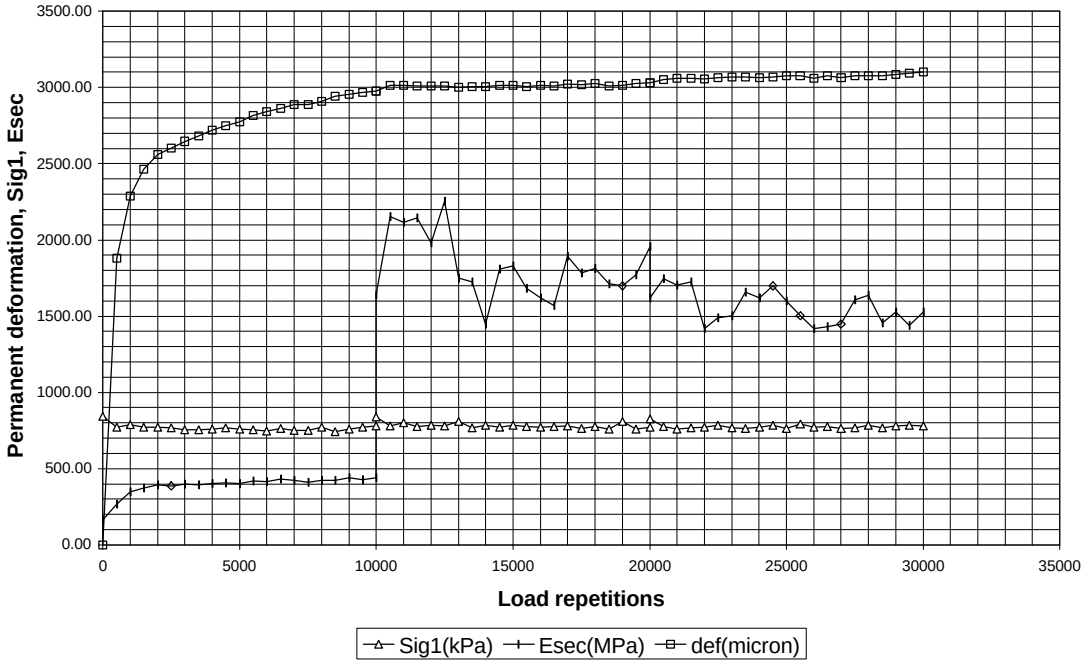


Figure 3: Predicted permanent deformation and measured E_{sec} values for calcrete ETB of 250 mm as measured with K-mould

The wheel track width could also be predicted from the total paved width of the road. In the case of a road with paved shoulders, the wheel track is wider than that on a similar road without paved shoulders (3). If the shoulders are to be paved or the lanes widened during rehabilitation of the road, these facts should, therefore, be taken into account. Because approximately the entire population of a normal distribution lies between three standard deviations on either side of the mean (i.e. the centre of the wheel track), the standard deviation of the population is determined by dividing the total wheel track width by six. Half of the diameter of the circular area required to carry 40 kN (i.e. half of width of the wheel path), is now divided by the standard deviation of the wheel track to determine K , which is used to determine (i.e. the fraction of the population outside K on either side of the centreline of the wheel track). To determine the fraction of the total wheel load applications in the wheel path is subtracted from 0.5 and multiplied by two, because of the symmetrical nature of the normal distribution (i.e. =1-2). To determine the number of 80 kN axles required to produce a 10 mm rut, $N_{80\ kN}$, the K-mould calculated number of load repetitions required to cause a 10 mm rut in the layer at maximum stress level is divided by the fraction of the wheel load applications in the wheel path (i.e.).

Figure 4 shows the effect of the wheel track width on the fraction of wheel load applications. The dramatic effect of narrowing of the wheel track on the life expectancy of the layer can be seen (i.e. a reduction of the total wheel track width from 3 m to 2 m results in a reduction of more than 50 per cent in the life expectancy of the layer, i.e. $_{3\ m}$ =13,5% and $_{2\ m}$ = 29,6%). Similarly widening of a pavement can lead to a substantial increase in the life of a pavement,

which shows that the widening of very narrow roads is actually cost beneficial in the long run, although the initial investment may be somewhat higher.

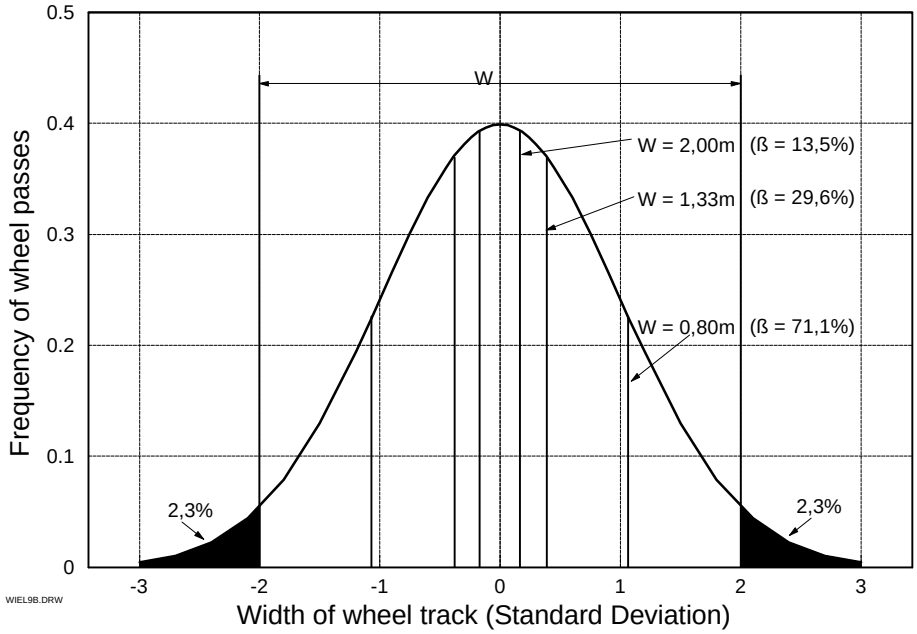


Figure 4: Normal distribution of wheel loads showing the effect of total width of wheel track on percentage of wheel load applications in the 40 kN wheel load strip

Table 5: Cost comparison of alternatives

Pavement type	G2	G2	ETB
Base	Add 150mm	Add 150mm	Add 100mm Rework 150mm
Sub-base	Rework 150mm	Rework 150mm	N. A.
New material Haul distance in km	30	150	5
Costs per m^2	US$ 4.11	US$6.55	US$5.33
Deflections measured after construction mm	0.346	0.346	0.291
Estimated pavement Life Million 80 kN axles ($N_{80\ kN}$)	8.66	8.66	12.5*
Costs per Million 80 kN axles (US$/($N_{80\ kN}$))	US$0.47	US$0.76	US$0.46

* Note that the 6.7 to 10.4 million 80 kN axle repetitions ($N_{80\ kN}$) predicted by extrapolation, using the K-mould (dynamic triaxial) result (see Figure 3 and Table A1 in Appendix A) was for a permanent deformation (rutting) of 10 mm only in the 250 mm thick emulsion-cement stabilized layer. This was for a 3m wheel track depending on traffic distribution (Figure 4). The predicted value of 12.5 million 80 kN axles was predicted for the

pavement structure as a whole from the average maximum FWD deflection (0,3 mm) of the pavement structure after stabilization.

6. CONCLUSIONS

1. The stabilization/modification of gravels using cement-emulsion, whether poor or marginal quality, is not new technology and has been used extensively since 1972 by WSP-MBS. In a world of diminishing natural resources and an emphasis on the cost-effective use of all our material resources, a cement-emulsion stabilized natural gravel has to be considered on every project as an option. The life span of the pavement design is substantially improved by the use of a cement-emulsion treated base layer.
2. The K-mould can be used to determine the layer stiffness of a layer in real terms, as the direct correlation between the E-moduli results of the K-mould testing and FWD back-calculation are for all intents and purposes 1:1. It can also be used to predict the life-expectancy of the particular material in terms of number of 80 kN axles rrequired to produce a rut in the layer of a specific thickness for a specific wheeltrack width.

7. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank the Director of Roads, Botswana Roads Department, for permission to publish this paper as well as the Director of Transportek CSIR for giving us the opportunity to present this information. They would also like to thank Mr Jorge Prozzi for the Spanish translation of the abstract done on their behalf.

8. REFERENCES

(1) TRH14 *Guidelines for road construction materials.* (ISBN 0 7988 3311 4) 1985.
(2) Contract Documents of Contract No. CTB9/5/26/94-95.
(3) Jordaan and Joubert (Inc). *Initial assessment, detailed assessment and rehabilitation design of the road between Artesia and Dibete on the Gaborone to Francistown Road.*
(4) Theyse H.L., De Beer M. and Rust F.C. *Overview of South African mechanistic design method.* Divisional Publication DP 96/005 - Reprint of Paper No 961294 –75th TRB Annual Meeting). 1996.
(5) SABITA. *Gems - the design and use of granular emulsion mixes*, Manual 14, October 1993.
(6) SABITA. *ETB - the design and use of emulsion-treated bases.* Manual 21, May 1999
(7) NODEST VEI ROAD MATERIALS DIVISION**.** *Structural design of road pavements with base layers of cold mixed bitumen stabilized materials*. Prepared in cooperation with the Norwegian Asphalt Industry Laboratory, March 1993.
(8) Maree J.H. and Freeme C.R. *The mechanistic design method used to evaluate the pavement structures in the catalogue of the Draft TEH4 (1980).* February 1981.
(9) Horak E. *The use of deflection basin measurements in te mechanistic rehabilitation design procedure.* 1987.
(10) Freeme C.R. *Evaluastion of pavement behaviour for major rehabilitation of roads.* September 1983.
(11)Semmelink C.J. *Brief summary of the Transportek K-mould research programme and the results*. Divisional Publication DP-99/009. 1999.
(12)TMH1, *Standard methods of testing road construction materials* .1979.

(13)Louw L., Semmelink C.J. and Verhaeghe B. *Development of a Stone Mastic Asphalt Design Method for South African Conditions.* 8th Int. Conf. On Asphalt Pavements, Seattle, 1997.

(14)Semmelink C.J., Jooste F.J. and de Beer M. *Use of the K-mould in determination and analysis of the elastic and shear properties of road materials for flexible pavements.* 8th Int. Conf. On Asphalt Pavements, Seattle, 1997.

(15) BOWLER. Program written and compiled by Dr Gustav Rohde of AFRICON (Pty)Ltd and is distributed by BIS (Pty)Ltd, PO Box 905, Pretoria, 0001.

(16)ELSYM5M: *Analysis of elastic layered systems under normal wheel loads*. Pretoria: Division of Roads and Transport Technology, CSIR (Computer Manual: DPVT-M27). 1995

(17) Blab R., Mozer C. and Litzka J. *Modification of the Austrian guideline for standardized asphalt pavements.* 8th Int. Conf. On Asphalt Pavements, Seattle, 1997.

APPENDIX A

Table A1: Determination of $N_{80\ kN}$ for 10 mm rut in 250 mm layer

Def-250 (20000-30000 reps) Regression Output:					Wheel track width (m) 3	2	1.2
Constant	2.945813			Sig1(avg)	776.82	776.8174	776.8174
Std Err of Y Est	0.00892			K-alpha	0.1707	0.384076	1.066877
R Squared	0.76632						
No. of Observations	22			Bet-Norm	0.137941	0.307571	0.704991
Degrees of Freedom	20			Bet-Laplac	0.214478	0.419093	0.778823
				Safety fact	1.554856	1.362592	1.104728
X Coefficient(s)	4.91081E-06						
Std Err of Coef.	6.0638E-07						

Permanent deformation	10mm	10mm	10mm	5mm	5mm	5mm
load repetitions(10mm)	1436460	1436460	1436460	418298.6	418298.6	418298.6
Wheel track(Norm Dist)(m)	3	2	1.2	3	2	1.2
N (80 kN axles)(Normal)	10413604	4670342	2037558	3032453	1360009	593339
N (80 kN axles)(Laplace)	6697471	3427542	1844398	1950311	998104	537091



Figure 5: Photo of calcrete base after 6 months of full width trafficking without permanent surfacingapplied illustrates durability of cement-emulsion gravel base. On RHS of photo a leveling course of asphalt has just been paved (August 1996)



Figure 6: The box cut in the foreground is for the road widening. Existing calcrete base and subbase clearly visible overlying a red subgrade. Two base failures in old base are evident in the centre of the photo. The shoulder widening was constructed ahead of the recycling and processing of the base material on the existing surfaced road width and on the shoulder widening.



Figure 7: 1.5% CEMI 42.5 cement and 2.0% bitumen stabilised calcrete gravel base layer texture and consistency after mixing but prior to compaction

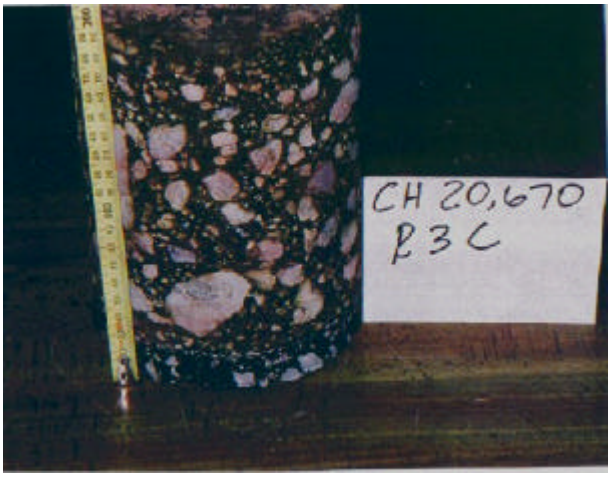


Figure 8: Typical core showing uniform distribution of cement and emulsion

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

LA INFLUENCIA DEL CEMENTO PORTLAND EN EL RECICLADO DE MEZCLAS BITUMINOSAS

THE INFLUENCE OF PORTLAND CEMENT ON COLD-MIX ASPHALT RECYCLING

A. Simone, A. Bonini and C. Sangiorgi
Researchers
University of Bologna
DISTART
V.le Risorgimento, 2
40136 Bologna (Italy)
andrea.simone@mail.ing.unibo.it

RESUMEN

El reciclado es una de las técnicas de rehabilitación más extendidas por sus características únicas de ahorro de energía y de recursos.

El principal objetivo del reciclado es volver a utilizar el material existente en el firme para la rehabilitación de los mismos. El objetivo de este estudio es de estudiar y analizar la eficacia del empleo del cemento Portland en la formulación y en el proyecto de mezclas bituminosas en frío. En este estudio se han destacade todos los pasos necesarios para el proyecto de una mezcla reciclada con cemento Portland.

Muchas mexclas en frío se obtienen mezclando conjuntamente una mezcla bituminosa recuperada (RAP) con un poco de agua, cemento Porltand y emulsión bituminosa, y alguna de ellas se ha ensayado con el método Duriez. Todas las mezclas son sensibles al contenido de cemento Portland. Además de determinar la formulación de la mezcla, el diseño de mezclas bituminosos en frío lleva consigo la predicción de las características mecánicas finales. La presencia de agua influye en el comportamiento durante la fase de compactación. Por esta razón los equipos de laboratorio desarrollados para simular la compactación de mezclas en caliente no pueden utilizarse directamente para mezclas en frío. En concreto se ha utilizado empleada la prensa de corte giratoria para estudiar las características de compactación de la mezcla en función del número de revoluciones.

ABSTRACT

Cold-mix recycling has become one of the most popular rehabilitation techniques owing to its unique characteristics ensuring considerable savings in energy and resources.

The main purpose of recycling is to reuse existing pavement material for road rehabilitation. This research was carried out to study and analyze the effectiveness of using Portland cement in the cold-mix asphalt formulation and design. In this paper we have outlined all the steps involved in cold-recycling mix design with Portland cement used as a binder.

A lot of cold mixes are obtained by blending together reclaimed asphalt pavement (RAP) with a little water, Portland cement and asphalt cement emulsion; some of them have been tested using the Duriez test. All the mixes were sensitive to the Portland cement content. Beyond the determination of the mix formulation, the asphalt cold mix design involves forecasting the final mechanical properties. The presence of water affects the compacting behaviour. For this reason laboratory tools that were developed to simulate the compaction of hot mixes can not be directly used as such for cold mixes. In particular we used the Gyratory Shear Compactor to study the compaction properties of the mix as a function of the number of rotations.

PALABRAS CLAVE

Mezclas en frío, reciclado, cemento, prensa giratoria.

KEY WORDS

Cold mixes, recycling, cement, gyratory compactor.

1. INTRODUCTION

During the last fifty years, throughout the world, infrastructure in general and roads in particular have undergone an unprecedented phase of development. Indeed, thousands of kilometres of new roads have been built to meet the needs of the increasing traffic volume. Many of these roads have now been in use for over twenty years, and since they have reached the end of their useful life, they require ever-increasing maintenance interventions to maintain acceptable service levels. Furthermore, over the years the average number of vehicles has increased constantly since a higher volume of goods is now transported by road instead of by rail owing to the greater speed and flexibility. The increase in traffic, the increasing strain due to the vehicles, the greater load per axle and the "old age" are all factors which contribute to the deterioration of road pavements and this explains why pavement recycling techniques are becoming more and more common.
Vast scale recycling of waste products coming from many industrial sectors can be considered, rightly so, one of the main objectives of the modern world.
The reasons justifying recycling are many and all of them are equally important as was well outlined in the guidelines of the OCSE study (1) published in 1997:

- reduction in the use of raw materials;
- reduction in the number of areas to be used as waste dumps;
- reduction in the air and soil pollution caused by transport and waste incineration;
- energy savings;
- economic viability;
- technical advantages.

In most European countries strategic policies to support recycling have been introduced. Table 1, extracted from the OCSE study mentioned above summarizes the recycling objectives of a few European and non-European countries.

Table 1: Recycling objectives in a few European and non-European countries

Australia	90% reuse of the used road material in the long term
Austria	50% reduction in the quantity of waste within the year 2000
Belgium	Starting in 1996, 70% recycling of the waste in the building sector
Denmark	54% reuse of the total waste within the year 2000
France	Elimination of waste dumps by the year 2000
Japan	Increase from 42% to 80% the reuse of waste within 2000
The Netherlands	Reuse of 90% of the building sector waste
United Kingdom	Double the use of recycled material in 15 years

As can be easily seen, Italy is not included in the OCSE study. Indeed, in addition to not having stated its objectives, it did not answer to the technical questionnaire which the Working Group prepared and distributed.
This fact is certainly indicative of the confusion, disorganization and technological deficit which exists in the recycling industry in Italy. A few considerations on what has been outlined above can be summarized as follows:

- recycling activities are negatively influenced by the continuous increase in the waste collection and treatment costs which are absolutely not competitive with those of new materials;
- the competitiveness of this industry is negatively influenced by the negative image of recycled products. Moreover, very often they are considered low quality products.

In the general recycling framework, the road building sector offers many possibilities to reuse large quantities of both the road pavement waste products (asphalts, cement asphalts, etc) and those coming from other industrial sectors.
Table 2 summarizes the results of the OCSE document with reference to asphalt mixes only. Unfortunately it does not include Italy.

Table 2: Percentage of recycled asphalt mixes and diffusion of the different technologies available in a few European countries

	Austria	Belgium	Denmark	Finland	France	The Nether-lands	Sweden	United Kingdom
% recycled asphalt	80	100	90	95	/	100	75	90
Hot recycling in plant	Wide-spread	Wide-spread	Wide-spread	Wide-spread	Wide-spread	Wide-spread		Wide-spread
On site hot recycling	limited		Wide-spread	Wide-spread	Wide-spread	Wide-spread	Wide-spread	limited
Cold recycling in plant					Wide-spread		Wide-spread	limited
On site cold recycling	limited				Wide-spread		limited	

The data contained in Table 2 allows the following conclusions to be drawn:

- the percentage of asphalt mix available for recycling is very high everywhere;
- the hot recycling in plant is very widespread everywhere;
- the on site hot recycling is still very widespread;
- the cold recycling in plant is very widespread only in France and Sweden;
- the on site cold recycling is widespread only in France.

The above considerations open the way to many reflections highlighting several extremely important factors:

- The use of hot recycling techniques, most of which are obsolete, in addition to not ensuring good final results have a high environmental impact linked to the bitumen fume emissions. Cold recycling in its most innovative version with thermoventilation can be applied only in the case of draining-soundproofing mixes.
- Some of the cold recycling techniques in Italy, as is the case in the other European countries, do solve the fume emission problem, but are still unreliable in terms of performance.

Asphalt pavement recycling in Italy began in the 1970's with the introduction of pavement surface asphalt reclaiming techniques.
The first technique introduced used hot asphalt reclaiming. The pavement was heated using gas heaters equipped with special "combs" capable of destroying 5-6cm of fissured pavement surface.
From 1984 to the end of the 1980's in Italy several million tons of hot recycled material was laid down using both fixed and mobile machines.
At the end of the 1980's the use of on site recycling practically disappeared and such technology was no longer widely used in the fixed machines. There has been a lot of debate on the reasons why this technology was set aside and it was stated that it was mainly for ecological problems. The real reason however is that contract prices decreased over time and fell below the actual real cost thus causing this technology to be set aside.
In Italy cold recycling attempts were made starting in 1986 on the Salerno-Reggio Calabria motorway in southern Italy using French and Italian materials. The results obtained were very satisfactory particularly for the deep layers.
Other experiments were carried out on the motorway between Bologna and Rimini in 1988 with good results but unfortunately for a short period. In 1991 another experiment was carried out.
In 1994 the introduction of modified bitumens and the studies on emulsions with modified bitumens led several Italian companies to resume their experiments in the field of recycling (2).
A very interesting experiment was carried out recently on the Turin-Milan (3) motorway, with the objective of checking the use of cold regeneration as a technique to improve the main characteristics of the sub-base in alternative to the classic cement and/or lime stabilization techniques.
The advantages are mainly environmental in nature. The disadvantages were linked to a limited knowledge concerning the application of the technique on sub-base or base layers and the behaviour of the rheologic components in the short and medium term and their application vis-à-vis the characteristics of the reclaimed materials.
The technology adopted in this experiment was that of adding a water-cement suspension and an asphalt emulsion to the reclaimed material. The combined use of these two binders ensures elasticity to the final product and prevents the formation of cracks (which normally occurs when using a hydraulic binder only).
The results have been very encouraging and it is on the basis of this positive experience that the experimental study described in this text has been carried out.

2. COLD RECYCLING: BITUMEN-EMULSION-CEMENT INTERACTION

Cold recycling offers many advantages some of which are clearly evident whereas others are less tangible. It is important to highlight the environmental advantages. Thanks to this process all the pre-existing pavement material is used. It is not therefore necessary to find special deposit areas and the volume of the new material taken from the quarry is reduced to a minimum. The environmental damage caused by surface quarries etc. is thus avoided. Even the transport operations are less numerous as compared to the other processes. The total energy consumption is thus significantly reduced as is the negative impact on the roads caused by the means of transport.

The asphalt emulsions were originally developed to overcome the typical difficulties of the processes which envisage the use of hot bitumen and to allow mixes to be made at ambient temperature using humid material.
An emulsion comprises two liquids. One is dispersed in the other in the form of droplets and/or small globules. The most common asphalt emulsions are formed by asphalt droplets dispersed in a continuous aqueous phase in which the bitumen particles cannot group together owing to the presence of a substance which is active on the surface (emulsifying agent) which forms a protective film around the particles. After having made the mix using the material the water is eliminated and the bitumen particles group together and form a uninterrupted film which deposits on the surface of the aggregate.
Normally it is stated that the emulsion "breaks"; this phenomenon is caused by:

- the loss of water through evaporation and/or absorption by the material which is mixed;
- chemical coagulation due to a reaction process between the emulsion and the aggregate;
- mechanical disturbances caused by excessive pumping pressures, mixing processes and/or compaction;
- the chemical composition of the emulsion.

Deep cold recycling of all the layers is a very convenient method to rebuild and re-qualify old asphalt pavements with serious structural problems (4). By using this method it is possible to build sub-base or base layers for flexible pavements comprising recycled reclaimed asphalt pavement, asphalt emulsion and Portland cement. The use of such mixes is becoming more and more widespread throughout Europe as shown in many interesting studies carried out in the last few years (5, 6, 7).
For a rational design of the mix (8) one must firstly analyse the influence of the water (9) and of the cement on the mixing and curing mechanism.
The use of asphalt emulsions allows the bitumen to cover the aggregate and/or recycled material particles and allows the mix to be cold compacted. Ideally, once the asphalt mix has been compacted into a layer, the bitumen forms a single continuous phase with the aggregate particles and it thus behaves in a way totally identical to a mix which has been hot laid and compacted.
During the aggregate covering phase the viscosity of the emulsion must be sufficiently low to ensure that all the particles are completely covered with bitumen. The second critical phase for the cold mixes is that of the compacting. The viscosity of the emulsion film must increase so as to form a tight engaged lithic frame. The higher the viscosity of the binder film the greater the energy required to adequately compact the structure. If however the viscosity is too low the binder moves away too quickly from the surface of the aggregate and consequently all the empty spaces are not filled in completely owing to the high friction within the aggregate.
In the hot asphalt mixes the viscosity of the binding matrix is directly linked to the temperature of the bitumen. In the case of cold mixes the binding phase is no longer continuous and homogeneous and it no longer solely depends on the temperature.
The use of hydraulic binders such as Portland cement to improve the characteristics of the cold mixes is gaining ground. The quality of the resulting material, its mechanical properties and its workability do not solely depend on the type of emulsion and/or aggregate used but also on the cement hydration process.

One must thus consider the behaviour of the asphalt emulsion when there is cement. Does the "breaking" of the emulsion occur because the water is attracted by the cement or because it is the asphalt which is attracted by the hydraulic binder?
It is possible to describe the series of reactions which arise in the "asphalt emulsion" system (water + asphalt) – cement" using a three-phase system (10):

- *phase 1*: Hydration of the cement (reaction between the cement and the water) with the formation of hydrates;

- *phase 2*: "breaking" of the emulsion owing to the use of the water;

- *phase 3*: the bitumen produced by the "breaking" process of the emulsion deposits on the hydrated cement crystals and this phase is immediately followed by a cohesion process between the bitumen particles.

If there are aggregates or recycled material, during phase 3 the bitumen shall cover the aggregate particles and the hydrated cement crystals. There shall thus be a traditional "breaking" of the asphalt emulsion after the chemical "breaking" caused by the hydration process of the cement. The binding matrix stiffens thanks to the presence of cement crystals and thus improves the mechanical characteristics of the mix and its fatigue strength.
The hydraulic binder makes the asphalt emulsion breaking easier, allows a more rapid hardening of the mix and a stiffening of the material thanks to the cement hydrates which have formed. The result is a mix with intermediate characteristics between an asphalt mix and a traditional cement mix.
The material treated with a cement-stabilizing substance tends to be fragile. If one increases the percentage of binder used and consequently the resistance of the material, the material becomes even more fragile and the stabilized layer undergoes a reduction in its fatigue strength. In such a situation the continuous strain caused by the load of the vehicles will inevitably lead to an increase in the cracks which is certainly a negative characteristic for a road pavement sub-base. The use of a cold "ternary" mix comprising asphalt, cement and recycled waste aggregates seek to reduce the above negative characteristic and improve the load-bearing capacity of the layer.

3. THE ANALYSED MIXES

The asphalt mixes which have been analysed are cold mixes of reclaimed asphalt pavement, emulsified asphalt, water and cement.
The aggregate is entirely composed of recycled material. A granulometric analysis has been carried out on this material and on the material resulting from the extraction of the bitumen (11) (see Fig. 1). The analysis of the granulometric curve of the reclaimed asphalt pavement without the bitumen shows that there is a relatively low quantity of material having a diameter of less than 2 mm going through the sieve and a considerable quantity of filler. These contrasting results are surely due to the effect of the milling which breaks the material and "increases" the curve particularly in its final part. In Fig. 1 there is also the granulometric curve of the reclaimed asphalt pavement as it is, i.e. before the bitumen is extracted, and it is not significant since during the test owing to the binder there are lumps of material which tend to make the thin parts disappear.

The granulometric curve is in any case rather discontinuous even if it falls within the limits set down by the Italian technical norms for a binder layer.

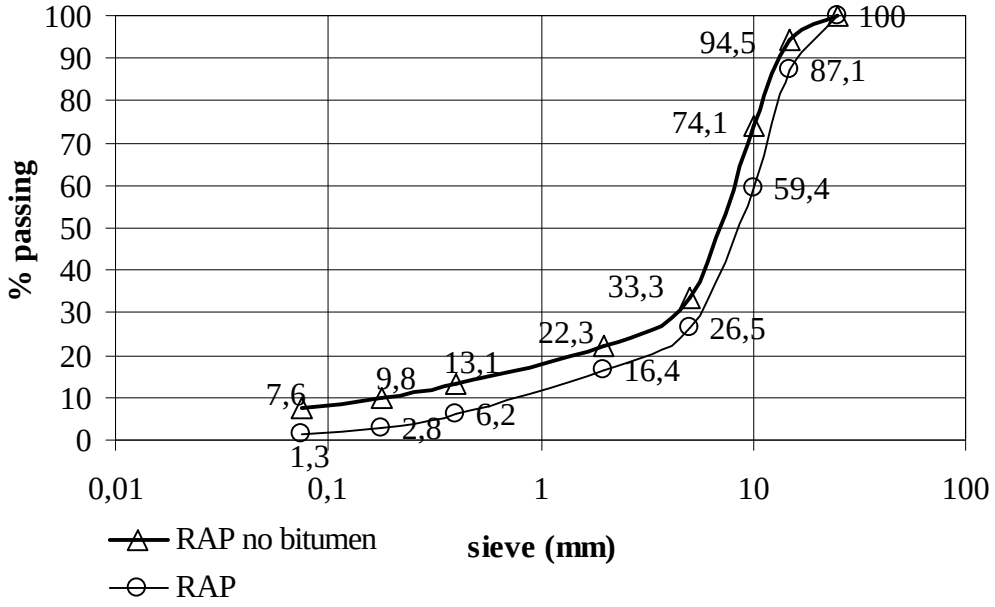


Figure 1: RAP particle-size analysis

The reclaimed asphalt pavement has an average bitumen percentage (12) of 5.2% and a volume weight of the extracted material (13) equal to 2.678 kN/ m³.

There are two types of asphalt-cement emulsions: anionic and cationic. The fundamental difference between them is the charge on the suspended bitumen ions and the suspension "phase". The bitumen particles in an anionic emulsion have a negative charge in an alkaline phase whereas the cationic emulsions have bitumen particles with a positive charge during the acid phase. Chemical products called stabilizers are added to both types of emulsions to extend the breaking time, thus considerably reducing the size of the charge on the bitumen particles towards the aggregate.

An anionic emulsion breaks only when the water containing the bitumen in suspension evaporates or is absorbed by the aggregate or by the cement. On the other hand the cationic emulsions break chemically. This implies that during the production phase special chemical products are added which cause the separation of the bitumen from the water after a certain period of time.

The asphalt emulsion used during the entire experimental phase is cationic and has the following characteristics:

Composition determined by distillation (14):

- Water content %: 42.3
- Bitumen content %: 57.7

Asphalt emulsion characteristics:

- slow breaking

Characteristics of the bitumen extracted by distillation:

- Penetration at 25°C (15): 70 dmm
- Softening point (16): 55 °C
- Dynamic viscosity at 60°C (17): 334 Pa · s
- Dynamic viscosity at 80°C (17): 27 Pa · s
- Dynamic viscosity at 135°C (17): 0.4 Pa · s

- Dynamic viscosity at 160°C (17): 0.1 Pa · s

Eight different mixes were examined during the experimental tests. Their composition is shown in Table 3.

Table 3: Formulation of the different cold mixes analysed (% in weight)

Mix	Reclaimed asphalt	Cement	Water	Emulsion
1	100%	0%	2%	3%
2	99%	1%	2%	3.5%
3	98.5%	1.5%	2%	3.5%
4	98%	2%	2%	3.5%
5	98.5%	1.5%	2%	2.5%
6	98.5%	1.5%	2%	3%
7	98.5%	1.5%	2%	4%
8	98.5%	1.5%	2%	4.5%

The sum of the percentages concerning the reclaimed asphalt pavement and the cement is 100% whereas the percentage in weight for the water and the emulsion always refers to the overall reclaimed weight + cement.

4. THE EXPERIMENTAL RESULTS

4.1 Duriez study – Compression test

Using the formulations described in the previous paragraph several compression tests were carried out at the laboratory in conformity with the Italian norms in force (18).
Such tests conventionally measure the resistance to simple compression and the susceptivity to water of asphalt mixes obtained by mixing together reclaimed asphalt pavement with asphalt emulsion. The result is the resistance to compression “R” of the test samples which have been dry cured and the resistance to the “r” compression of similar test samples which have undergone the same period of curing in water.
For each of the 8 mixes (see Table 3) 4 compacted test samples were carried out using a press, with a 120 KN load for a five-minute period. After the extraction half of the test samples were left to cure for 15 days in the open at an ambient temperature. The other half was kept 7 days in air and 7 days in water.
The percentage of voids in the test samples after compaction varied from 13% in mix 1(without cement) to 9% in mix 8 (test samples with cement and with the maximum percentage of emulsion).
At the end of the curing period, i.e. after 15 days of its preparation the simple compression test with free lateral expansion was carried out both on the dry-cured samples as well as on the water-cured samples.

Table 4 contains all the experimental results obtained.

Table 4: Compression test results

Mix	cement (%)	emulsion (%)	R (MPa)	r (MPa)	r/R
1	0	3	3.98	2.31	0.58
2	1	3.5	4.33	2.57	0.59
3	1.5	3.5	4.11	3.36	0.82
4	2	3.5	4.45	3.39	0.76
5	1.5	2.5	4.42	3.40	0.77
6	1.5	3	4.31	3.23	0.75
7	1.5	4	3.91	2.96	0.75
8	1.5	4.5	4.61	3.37	0.73

It is evident that resistance in the air-cured test samples is much higher than in the water-cured test samples. Furthermore, the R values remain practically constant even when the cement content percentage varies. Indeed, even with mix 1, which does not contain any cement, acceptable values are obtained. This does not occur for the water-cured test samples. The first two mixes have r values which are considerably lower than the others. This leads us to say that not only does water curing lead to a considerable reduction in the compression resistance of the test samples but it is also very sensitive to the presence of cement.
The values in the table are very encouraging since the technical norms generally envisage that the samples having an immersion/compression ratio of more than 0.7 are acceptable. It can thus be seen that mix 1 (without any cement) is not acceptable whereas for mixes 3 and 4 (emulsion 3.5% and cement percentages between 1.5 and 2%) the situation is decidedly better. Lastly for mixes 5,6,7 and 8 the cement content remained unvaried (1.5%) the emulsion has gradually been increased from 2.5 to 4.5%. It can be seen that the immersion/compression ratio does not vary greatly.
It is thus evident that to obtain satisfactory results the most significant parameter is indeed the cement. To optimize the mix from the economic point of view for this type of cold recycling an asphalt emulsion percentage exceeding 3% is not recommended.

4.2 Study with gyratory compactor

The entire SHRP mix-design system, including the quality controls carried out during operation is based on the use of a gyratory shear compactor, an instrument which allows test samples which simulate the physical and mechanical properties of the road pavements while they are being made quite well.
This is due to the fact that during the densification phase with the gyratory technique, the asphalt mix is subjected to a continuous internal reorganization of its components.
The lithic frame formed by the aggregate gradually thickens as the rotations of the compactor increase.
All the most recent experimental results confirm that the gyratory technique, as compared to the other laboratory compaction methods, allows a greater number of samples having volumetric characteristics similar to those which the material has in situ.
The shear press also allows different levels of density to be obtained. This is typical of the different phases of the useful life of an asphalt mix once it has been laid.

The new volumetric design method of the mixes (Superior Performing Pavement) falls within this framework.
It seeks to obtain in the laboratory characteristics of the material which are identical to the actual conditions which exist and to take into account the pavement response vis-à-vis traffic and climate (19).
The use of this method is based on the gyratory compactor capable of simultaneously applying to the asphalt mix test samples which are slightly inclined on the horizontal plane, both a uniform vertical pressure and a rotatory movement.
The design methodology can be applied both to new and recycled; closed or open; normal and/or modified bitumen mixes to be used in the base, the connection layer or the sub-base.
The norms in force at present have taken into consideration mainly the hot-laid asphalt mix (20) and at present there are few indication which exist on the use of the gyratory press for the design of cold mixes (21,22).
One of the main problems of the cold recycled asphalt mixes is the difficulty in laying them down.
The cold mixes are characterized by a low workability and it is for this reason that in literature it is possible to find many studies on the gyratory press for compaction control and for the study of the cold mixes (23, 24, 25, 26 and 27).
Basing ourselves on the experience which we already acquired on the use of the gyratory press at the DISTART Road and Geotechnique Experimental Laboratory (Bologna University) (28, 29 and 30) two of the 8 cold mixes previously described were examined to study the influence of the cement on the workability of the cold mixes.
In particular, attention was paid to mix 1 (0% cement content and 3% emulsion) and mix 6 (1.5% cement content and 3% emulsion) to better understand the influence of cement on the behaviour of the mix.

The main test conditions were:

- test sample inclination of 1.25% on the vertical,
- rotation speed of 30 rpm;
- vertical compaction pressure of 600 kPa;
- test sample size: 150mm;
- max. number of rotations: 200.

The mean densification curves for mix 1 (0% cement) and for mix 6 (1.5% cement) are shown in Fig. 2 whereas the equations of the graphs are in Tab. 5.
Both the curves and values concerning the main volumetric parameters have been obtained by using the average of the experimental data of four samples for each mix.
In the graph in Fig. 2 the x-axis shows the rotations of the gyratory compactor whereas the y-axis the density levels obtained as compared to the maximum specific weight of the asphalt mix (Gmm), which is determined once the granulometric curve of the reclaimed asphalt pavement , its physical characteristics and the percentage of emulsion used are known.
For a better understanding it is important to point out that mixes with densification curves which are more inclined and have a lower compaction levels in the initial phase of compaction have a good structure and a strong “internal” resistance to thickening. In other words they are more workable.

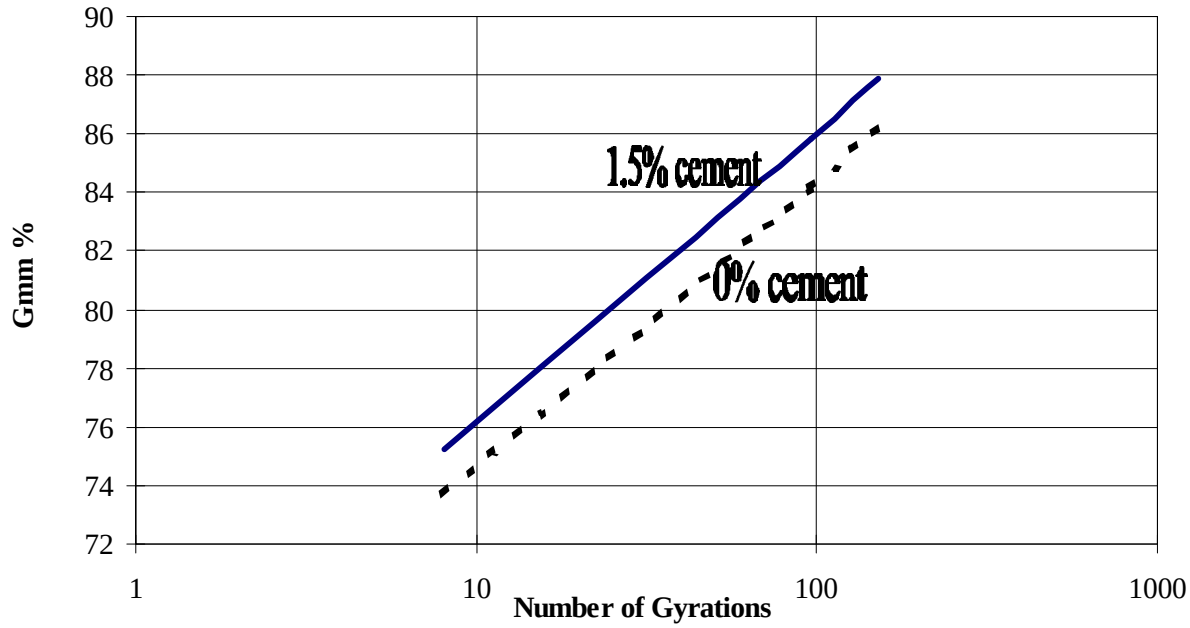


Figure 2: Mix 1 mean densification curve (0% cement) and mix 6 (1.5% cement)

Table 5: Densification curve equations

Mix	% cement	% emulsion	Densification curve equation
1	0	3	G_{mm} = 4.24Ln(N) + 64.84
6	1.5	3	G_{mm} = 4.28Ln(N) + 66.34

The study carried out with the gyratory compactor allows the cold-recycled material to be checked even when it is being laid.

When one studies cold mixes with the gyratory press one must also consider the presence of water. The higher the total water content, the higher the intercept value of the densification curve and the lower the inclination owing to the "lubrication" effect exerted by the water for low compaction energies.

The presence of cement positively influences the behaviour of the recycled cold mix during the laying operations. With the same rotations per minute and consequently the same compaction energy the mix containing 1.5% cement is always denser. Moreover, the densification curve has a higher intercept and a slightly greater inclination.

The test samples extracted from the moulds, as in the compression test are cured half in the air and half in the water to allow them to be subjected at a later stage to indirect tension test (31).

Using the indirect tension test it is possible to calculate the breaking tension for the air-cured test samples (T) and the water-cured test samples (t) using the following formula:

$$T_or_t = \frac{2P}{p \cdot D \cdot H}$$

in which:

P is the breaking load

D is the test sample diameter

H is the test sample height

All of which are expressed in MPa.

The mean results for the two analysed mixes are shown in Fig. 6.

Table 6: Results of the indirect tension test

Mix	cement (%)	emulsion (%)	T (MPa)	t (MPa)	t/T
1	0	3	0.19	0.08	0.42
6	1.5	3	0.20	0.15	0.75

The t/T ratio was calculated in a way similar to that used for the compression tests (ratio between "immersion/tension" between the resistance after the immersion and the dry resistance). This parameter expresses the degree of susceptivity to water of the mix.
The mechanical properties tests of the samples extracted from the gyratory press confirmed that small percentages of cement positively influence both the workability and the mechanical characteristics of the cold recycled asphalt mixes.

5. CONCLUSIONS

This study examines the influence of the introduction of cement into cold-recycled asphalt mixes. The experimental results allow certain conclusions to be drawn.

- The cement, emulsion and recycled material mix allows up to 100% of the reclaimed asphalt pavement to be reused and it is possible to obtain a sub-base and/or base layer with a good fatigue strength and bearing capacity. The layer is flexible and it does not crack at low temperatures notwithstanding the greater rigidity due to the presence of the cement binder.

- The impulsive compaction typical of the Marshall test is not suited to the design and control during the execution phase of the cold-recycled mixes. The gyratory press (in terms of duration and load application) is the one which is most similar to the real situation for the application using rollers and allows more objective and significant judgements to be made on the quality of the mix. The volumetric design of the mixes can also be applied to cold-recycled asphalt mixes.

- A small quantity of Portland cement (1.5%) is sufficient to obtain significant improvements in the compression and the indirect tension tests in particular for the susceptivity to water of the cold-recycled mix (r/R and t/T ratio).

- The cement also positively influences the aggregate-emulsion mix reaction mechanism and enables mixes which are more workable during the execution of the work to be obtained.

There are still many unknown factors to solve and assess in the cold recycling process of reclaimed asphalt pavement but the use of the cement has always offered positive results for the mechanical resistance of the mixes, the fatigue strength of the pavement and a greater reliability and ease during the laying down of the mixes.

REFERENCES

(1) OECD - Road Transport Research. *Road Transport and Intermodal Linkages Research Programme: Recycling Strategies for Road Works*. OECD Organisation for Economic Co-operation and Development. ISBN 9264154612. Jun 1997.

(2) Ravaioli, S. *L'esigenza prioritaria del riciclaggio delle pavimentazioni stradali*. Atti del Convegno Infravia 2000, Verona (Italia), 10-13 maggio 2000, pp. 491-497.

(3) Botto, F. *Prove e applicazioni di rigenerazione a freddo sulla Torino Milano*. Atti del Convegno Infravia 2000, Verona (Italia), 10-13 maggio 2000, pp. 499-508.

(4) Sainton, A. *Cold in place retreatment of aged asphalt concrete on main road*. Euroasphalt & Eurobitume Congress. Strasbourg (France), 7-10 May 1996.

(5) Zawadzki, J. *Some properties of the mineral-portland cement-emulsion mix*. 2nd Euroasphalt & Eurobitume Congress. Barcelona (Spain), 20-22 September 2000.

(6) Hanzik, S. and Hanzik, V. *A contribution to applications of used asphalt mixtures by cold techniques*. 2nd Euroasphalt & Eurobitume Congress. Barcelona (Spain), 20-22 September 2000.

(7) Jacobson, T. *Cold Recycling of asphalt pavement - mix in plant*. 2nd Euroasphalt & Eurobitume Congress. Barcelona (Spain), 20-22 September 2000.

(8) Fordyce, D. *A rational design procedure with cold laid emulsified bitumen mixtures*. Euroasphalt & Eurobitume Congress. Strasbourg (France), 7-10 May 1996.

(9) Glet, W. *The importance of water for the compaction of cold mix asphalt*. 2nd Euroasphalt & Eurobitume Congress. Barcelona (Spain), 20-22 September 2000.

(10) Oulahna, D. Zizi, Z. and Benhassaine A. *Bitumen emulsion-cement: hydraulic reactivity and breaking of the emulsion*. Euroasphalt & Eurobitume Congress. Strasbourg (France), 7-10 May 1996.

(11) CNR Consiglio Nazionale delle Ricerche. *Analisi Granulometrica di una terra mediante crivelli e setacci*. Bollettino Ufficiale N. 23, 14 dicembre 1971.

(12) CNR Consiglio Nazionale delle Ricerche. *Determinazione del contenuto di legante di miscele di bitume ed aggregati lapidei*. Bollettino Ufficiale N. 38, 21 marzo 1973.

(13) CNR-UNI. *Prove sulle terre. Peso specifico dei granuli*. N. 10013, aprile 1964.

(14) CNR Consiglio Nazionale delle Ricerche. *Norme per l'accettazione delle emulsioni bituminose per usi stradali. Metodi di prova. Determinazione del contenuto di legante mediante distillazione*. Bollettino Ufficiale N. 100, 31 maggio 1984.

(15) CNR Consiglio Nazionale delle Ricerche. *Norme per l'accettazione dei bitumi per usi stradali. Metodi di prova. Punto di rammollimento*. Bollettino Ufficiale N. 35, 22 novembre 1973.

(16) CNR Consiglio Nazionale delle Ricerche. *Norme per l'accettazione dei bitumi per usi stradali. Metodi di prova. Penetrazione*. Bollettino Ufficiale N. 24, 29 dicembre 1971.

(17) ASTM. *Standard Test Method for Viscosity Determinations of Unfilled Asphalts Using the Brookfield Thermosel Apparatus*. American Standard Testing and Materials D 4402 - 87. Annual Book of A.S.T.M. Standards, Vol. 05.01.

(18) CNR Consiglio Nazionale delle Ricerche. *Norme sulle miscele di aggregati e leganti idrocarburici. Determinazione della resistenza a compressione e della suscettibilità all'acqua di miscele di aggregati lapidei ed emulsioni bituminose*. Bollettino Ufficiale N. 130, 21 novembre 1989.

(19) Kennedy, T.W. *Superpave Performing Asphalt Pavements (Superpave): The Product of the SHRP Asphalt Research Program.* Report SHRP-A-410, National Research Council, Washington, DC, 1994.
(20) Asphalt Institute. *Superpave Level 1 Mix Design*. Superpave Series No. 2 (SP-2). USA. 1995.
(21) Asphalt Institute. *Asphalt Cold Mix Manual*. Manual Series No. 14 (MS-14). Third Edition. USA. 1989.
(22) National Center for Asphalt Technology. *Pavement Recycling Guidelines for State and Local Governments - Partecipant's Reference Book*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. March 1998.
(23) Myre, J. and Telle, R. *Mix design cold mixes*. 2nd Euroasphalt & Eurobitume Congress. Barcelona (Spain), 20-22 September 2000.
(24) Telle, R. and Myre, J. *Compaction and Properties of cold mixes*. 2nd Euroasphalt & Eurobitume Congress. Barcelona (Spain), 20-22 September 2000.
(25) Leseur, D. *Predicting the in-place compacity of cold mixes*. 2nd Euroasphalt & Eurobitume Congress. Barcelona (Spain), 20-22 September 2000.
(26) Poirier, J.E. and Henrat, J.P. *Test method for the determination of the compactability of dense cold mixes*. 2nd Euroasphalt & Eurobitume Congress. Barcelona (Spain), 20-22 September 2000.
(27) Poirier, J.E. and Henrat, J.P. *Compactibilité des bétons bitumineux à froid*. RGRA n. 762, Mai 1998, pp. 70-74.
(28) Dondi, G. Simone, A. and Bonini, A. *Metodologie di impiego della pressa giratoria* (*parte prima*). Rassegna del Bitume, Anno XXVI, n.34/00, Roma, I quadrimestre 2000.
(29) Dondi, G. Simone, A. Bonini, A. *Metodologie di impiego della pressa giratoria* (*parte seconda*). Rassegna del Bitume, Anno XXVI, n.35/00, Roma, II quadrimestre 2000.
(30) Ciattaglia, M. *Il riciclaggio a freddo dei conglomerati bituminosi*. Tesi di Laurea in Ingegneria Civile - Trasporti, Università degli Studi di Bologna. A.A. 1999-2000.
(31) Autostrade S.p.A. *Costruzione e Manutenzione delle Pavimentazioni: Norme Tecniche di Appalto*. Funzione Monitoraggio e Studi per la Manutenzione, Edizione 1998.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

MODELO CONCEPTUAL DE COMPORTAMIENTO DE FIRMES RECICLADOS IN SITU CON CEMENTO Y ADITIVOS BITUMINOSOS.

CONCEPTUAL PERFORMANCE MODEL FOR DEEP IN SITU RECYCLED PAVEMENTS WITH CEMENT AND BITUMEN ADDITIVES.

Steyn, WJvdM.
CSIR Transportek
PO Box 395
Pretoria 0001
South Africa
Tel +27 12 841 2634
Fax +27 12 841 2690
E-mail wsteyn@csir.co.za

Sadzik, E.
Gauteng Department of Transport and Public Works
E-mail elzbietas@gpg.gov.za

Semmelink C.J.
CSIR Transportek
E-mail csemmelink@csir.co.za

RESUMEN

El objetivo de esta comunicación es proveer información a cerca de un modelo conceptual de comportamiento de firmes sometidos al reciclado profundo in situ, en los cuales cemento y betún espumado, o cemento y emulsión bituminosa, han sido agregados a la mezcla. Transportek (CSIR) y el Departamento de Transportes y Obras Públicas de Gauteng están realizando ensayos acelerados a escala natural sobre varias secciones de firmes que han sido rehabilitadas con cemento y betún espumado, o cemento y emulsión bituminosa. Durante estos ensayos, el comportamiento de la estructura del firme es registrado como asi también ciertos parámetros medioambientales. Basado en esta información y los datos correspondientes a los ensayos de laboratorio, un modelo conceptual de comportamiento de firmes reciclados está siendo desarrollado. El modelo actual se basa en los resultados obtenidos de ensayos realizados con cargas de neumáticos relativamente altas. Datos de construcción e información visual del comportamiento ayudan para un mejor entendimiento y una mejor conceptualización del modelo. A pesar que los ensayos acelerados a escala natural de varias de las estructuras de firme todavía continúa, los resultados iniciales indican aspectos de comportamiento muy distintos a firmes convencionales. La descripción de las estructuras de los firmes, su construcción y su medioambiente son presentados en esta comunicación. También, se discuten y se muestran los resultados iniciales de los ensayos acelerados y de los ensayos de laboratorio. Finalmente, se propone un modelo conceptual de comportamiento basado en los resultados disponibles hasta este momento.

ABSTRACT

The purpose of this paper is to provide information regarding a conceptual performance model for Deep In Situ Recycled (DISR) pavements where both cement and either foamed bitumen or bitumen emulsion have been added to the mix. CSIR Transportek and the Gauteng Department of Transport and Public Works, are conducting Accelerated Pavement Testing (APT) on test sections that have been rehabilitated in situ with cement and either foamed bitumen or bitumen emulsion. During APT the behaviour of the pavement structure is monitored together with environmental parameters. Based on this information, and associated laboratory testing data, a model for the performance of these pavements is currently being developed. The model is currently based on the results of APT testing under relatively high tyre loads. Construction data and visual behaviour data add to a better understanding and definition of the model. Although the APT evaluation is destined to continue for some time, the initial results indicate very distinct performance-related issues. In the paper a description of the pavements, their construction and their environment are provided. The initial APT and laboratory testing results are shown and discussed. A conceptual performance model based on the available results is proposed.

PALABRAS CLAVE

ensayo acelerado de firmes a escala natural, reciclado profundo in situ, grava tratada con betún espumado, grava tratada con emulsión bituminosa, cemento, modelo conceptual de comportamiento.

KEY WORDS

Accelerated pavement testing, deep in situ recycling, foamed treated gravel, emulsion treated gravel, cement, conceptual performance model.

1. INTRODUCTION

Deep In Situ Recycling (DISR) is a process used to rehabilitate existing pavements. Selected existing layers in a pavement are recycled together with additives to make up a new pavement layer. The process often negates the need to import additional material (from borrow pits), and is therefore friendly towards the environment. It is also a cost-effective process as the recycling process is relatively fast and disruptions to traffic are normally minimised.

DISR has been used in South Africa since 1972 using conventional equipment and since 1989 using deep in situ recyclers. The process was generally well received, although no specific guidelines exist for the design of DISR pavement materials. Currently, road authorities experience difficulties in evaluating designs where DISR is offered as an alternative design as relatively little experience exists regarding the final product's long-term performance and ultimate failure model.

The Gauteng Department of Transport and Public Works (Gautrans) embarked on a research process through which specific aspects of DISR are addressed. CSIR Transportek joined them in this research effort. This paper focuses on this major research process into DISR in South Africa. The main objectives of the process are to determine failure mechanisms and performance models for different DISR pavements, as typically used in South Africa. This should ultimately lead to a better understanding and guidelines for the use of DISR during rehabilitation of existing pavements.

In South Africa DISR is used in different forms. The major difference between the different versions of the process is the amount and combination of additives used. Four main products can be identified. These four products are shown in Table 1. In Table 1 a preliminary expectation of the typical failure model for each of the four products is also indicated. These expectations need to be confirmed through research. The research process described in this paper focussed on the evaluation of both field sections and laboratory samples with a material that can be termed 'cemented' under the terminology of Table 1.

Table 1: Four main products possible from DISR (1).

	Granular	Cemented	Visco-elastic	High Stiffness
% Cement	1,0	> 1,0	< 1,5	1,5
% Bitumen	< 3,5	< 2,0	> 3,5	> 3,5
Cement: Bitumen	< 1:1	> 1:1	< 1:3	-
Typical failure model	Deformation	Brittle fatigue	Deformation fatigue	Fatigue

The research process consisted essentially of Accelerated Pavement Tests (APT) and a laboratory component. Long-Term Pavement Performance (LTPP) sections were also constructed, but no results from their monitoring are included in this paper. In the APT component, Heavy Vehicle Simulator (HVS) tests were (and are

still being) conducted on test sections constructed in the field. The main aim of these APT tests was to evaluate the performance (including a failure model and damage factor) of the pavement structures under normal and overloaded conditions in a full pavement structure configuration. The aim of the laboratory tests were to evaluate certain engineering and material properties of the stabilised materials used in the recycling process, and to determine the effects of different combinations of additives on the engineering properties of the materials. Ultimately, design models for these materials have to be developed based on the available research results.

In this paper the focus is on the results from the first phase of the APT and laboratory testing programmes. Both the APT and the laboratory programmes are currently continuing, focussing on further aspects of the bigger DISR performance picture.

2. BACKGROUND TO THE TESTING PROGRAMME

2.1 Background and preparations

Chronologically, the test programme started with the evaluation of appropriate pavement sections to select locations for construction of DISR test sections. Once these pavement structures were identified, a surface deflection survey and a Dynamic Cone Penetrometer (DCP) survey were conducted on the selected pavement sections to evaluate the current condition and homogeneity of the pavement. Material samples were collected to evaluate the standard engineering properties of the materials. The existing pavement consisted of a multiple seal (20 mm thick) over a lightly cemented ferricrete base layer. This was supported by a natural gravel subbase layer and in situ subgrade. The pavement was approximately 20 years old and carried traffic in excess of 10 000 standard axles per year when the recycling started. Sections of the pavement showed traffic load induced fatigue cracks.

A preliminary design for the pavement was based on this information. It was decided to opt for a ‘cemented’ type of material (using 2 per cent ordinary Portland cement) and both a foamed asphalt and an emulsion as the viscous additive (both added at a rate of 1,8 per cent residual bitumen). This resulted in two test sections. The first test section was constructed using the foamed bitumen treatment, resulting in a foam treated gravel (FTG) base layer while the second test section was constructed using the bitumen emulsion process, resulting in an emulsion treated gravel (ETG) base layer. Both the test sections were 100 m long and 3,6 m wide. The recycling process included the upper 250 mm of the existing lightly cemented base layer and thin (20 mm) surfacing seal. The pavement was finally surfaced using a 30 mm asphalt surfacing. The nominal pavement structure is shown in Figure 1.

Before commencement of the HVS testing, the pavement structure was evaluated using existing knowledge of the material types and the typical failure mechanisms and performance models for similar materials. These mechanistic calculations

indicated an expected life for the pavement structure ranging between 1 and 3 million standard axles (80 kN).



Figure 1: Nominal pavement structure after recycling.

2.2 Accelerated Pavement Testing Phase

As it was expected that the pavement would provide good resistance to loading, the HVS trafficking started with a relatively high wheel load of 80 kN. This load is applied on a set of dual truck tyres inflated to 820 kPa, and translates to a single axle load of 160 kN. The load represents severe overloading and the intention was to obtain a quick evaluation of the possible bearing capacity and failure model of the pavement structure, before longer term testing at standard load conditions (40 kN, 620 kPa). The test was to be conducted in the nominally dry condition, indicating that no water would be allowed to enter the pavement structure during initial testing.

After approximately 350 000 of the 80 kN load applications, the loading was continued on one half of the original test section and the other half of a new test section at a load level of 100 kN (inflation pressure 850 kPa). This continued for another 150 000 load applications before water was allowed to penetrate the pavement structure from the surface. The reason for increasing the load level and for allowing water ingress was the very good resistance against loading experienced by the pavement structures. In section 4 of this paper the results of the measurements on the test sections are shown and discussed. Ultimately, Moisture Accelerated Distress (MAD) occurred and the tests were abandoned.

The process described above was used both on the FTG and the ETG test section. Recently the second phase of APT has started with a wheel load of 40 kN (620 kPa tyre inflation pressure). These data are not reported in this paper.

2.2 Laboratory Testing

The initial laboratory testing phase consisted mainly of an evaluation of the engineering properties of the materials used for the construction of the pavement structure. The effects of different combinations of additives on these properties were investigated. In situ material was milled using the recycling machine, and this material, which was identical to that treated on the road, was used for preparation of samples in the laboratory. The engineering properties of the original untreated milled ferricrete are shown in Table 2.

The material was initially tested in four different configurations. These configurations are shown in Table 3. Subsequently, as part of phase 2 testing, different percentages of bituminous material were also evaluated in the laboratory, as well as samples with cement as the only additive.

Table 2: Material Properties of Ferricrete

Test	Material Property	Value
	Optimum moisture content (%)	11,2
Density results	Maximum dry density, Mod AASHTO (kg/m^3)	2013
	Apparent relative density (kg/m^3)	2777
	Bulk relative density (kg/m^3)	2436
Atterberg limits	Liquid limit (LL)	26,8
	Plastic limit (PL)	19,8
	Plasticity index (PI)	7,0
	Bar linear shrinkage (BLS)	2,6
California Bearing Ratio (CBR)	Swell (%)	0,6
	CBR at 98% compaction	56,0
	CBR at 95% compaction	23,0
	CBR at 93% compaction	17,5
	CBR at 90% compaction	5,8
	Water absorption (%)	5

Table 3: Materials used for laboratory testing.

	Untreated	Cement Treated Gravel (CTG)	Foam Treated Gravel (FTG)	Emulsion Treated Gravel (ETG)
% cement	0,0	2,0	2,0	2,0
% residual bitumen	0,0	0,0	1,8	1,8

The following laboratory tests were conducted (2, 3,4):

- Unconfined Compressive Strength (UCS);
- Indirect Tensile Strength (ITS);
- Flexural beam fatigue;
- K-mould tests;
- Static triaxial tests, and
- Dynamic triaxial tests.

These tests were conducted on samples that were prepared at different density and saturation levels. A range of confining pressures was also used for the triaxial tests. The results from the laboratory tests are shown and discussed in section 3 of this paper.

3. LABORATORY TEST RESULTS

A summary of the results from the laboratory tests is provided in this section (Table 4). The full data set is given in (2).

Table 4: Summary of results from laboratory testing.

	Cement Treated Gravel (CTG)	Foam Treated Gravel (FTG)	Emulsion Treated Gravel (ETG)
UCS [kPa]	3 015 to 3 564	1 096 to 1 864	1 645 to 2 467
ITS [kPa]	339 to 493	230 to 329	181 to 395

UCS and ITS results

The CTG had the highest UCS and ITS values. Addition of a bituminous binder reduced both the UCS and ITS values, with the highest binder content having the smallest values and the ETG having higher UCS values than the FTG. The ITS values of the FTG were higher than those of the ETG. The results indicate that the addition of the viscous binders to the CTG reduced both the compressive and tensile strengths. The addition of the binder possibly interferes with the cementitious bonds, thereby lowering the strength of the material.

Flexural beam fatigue results

The flexural beam fatigue test is described in (5). In this test the strain-at-break is measured, and is equal to the strain at the point of crack initiation. This parameter represents the flexibility of the material. A higher strain-at-break value indicates a

more flexible material. The strain-at-break results were similar for the CTG and ETG / FTG samples evaluated at the lower bituminous binder contents (1,8 per cent binder) (149 to 174 microstrain). However, at the higher bituminous binder content (3 per cent) a marked increase in strain-at-break (214 to 353 microstrain) was noted for the ETG and FTG samples.

Static shear strength
The static shear strength of the materials was determined from static triaxial tests. The theory behind the determination of the parameters, i.e. the cohesion and friction angle, from the laboratory test is discussed in detail in (5).

Both the friction angle and the cohesion of the CTG were not sensitive to the degree of saturation. This is reasonable because the shear strength is dependent more on the chemical bonds provided by the cement, which are not sensitive to the moisture content in the material than on suction generated by negative pore water pressure in unbound materials.

A decrease in the degree of saturation caused increases in the cohesion for the untreated ferricrete, while the cohesion for the bitumen treated materials were decreased. An increase in relative density increased the cohesion of the untreated ferricrete, but decreased the cohesion of the ETG and FTG samples.

A decrease in the degree of saturation caused an increase in the friction angle of the ETG and FTG samples. Increases in the relative density had a negligible effect on the friction angle of the untreated ferricrete, but caused increases in the friction angle of the ETG and FTG samples.

The cohesion values were significantly higher for the treated materials than for the untreated ferricrete. The friction angles were also generally higher for the treated materials than for the untreated ferricrete, except for the combinations of low density and high saturation. This demonstrates that the addition of the cement and/or the binder increases the cohesiveness and the friction angle of the material, which should make the treated materials more resistant to deformation. Increases in the degree of saturation and the relative density had a larger effect on the cohesion and friction angles of the FTG samples than the ETG samples. The cohesion of the CTG was in approximately the same ranges as the FTG, and the lower levels of saturation of the ETG.

Permanent deformation
Dynamic triaxial tests were performed to assess the permanent deformation behaviour of the untreated and treated ferricrete. The theory behind the use of the dynamic triaxial test is discussed in (5). For the untreated ferricrete an increase in relative density caused an increase in the number of repetitions to reach a certain level of plastic strain, whereas an increase in the stress ratio (vertical stress divided by horizontal stress) resulted in a decrease in the number of repetitions. The degree of saturation did not have a large influence on the number of repetitions. For the CTG the influence of the relative density and saturation on the bearing capacity was not apparent, whereas an increase in the stress ratio clearly decreased the bearing capacity of the material. For the ETG the permanent deformation

behaviour was within a small range and no strong trends were observed, although it appeared as if the decreasing stress ratio caused decreases in the bearing capacity. For the FTG there was no clear trend for the permanent deformation behaviour as a function of the relative density or the degree of saturation. On the whole, the CTG was the most resistant to permanent deformation. The behaviour of the untreated, FTG and ETG materials were very similar, except at the high plastic strain and low saturation level.

The results from the K-mould (6) tests indicated that the predicted permanent deformation for the samples changed dramatically after addition of the cement and bituminous additives. The untreated ferricrete sample had a permanent deformation of almost ten times the permanent deformation of the treated samples when tested at approximately optimum moisture content. The differences between the CTG, FTG and ETG samples were negligible.

These results appear to show that the addition of the cement and binders to the untreated ferricrete somewhat reduces the dependence of the permanent deformation behaviour on the degree of saturation. The addition of the cement only improves the permanent deformation resistance at the higher saturation levels. However, the inclusion of the bituminous binders with the cement did not improve the permanent deformation resistance of the ferricrete. At higher binder contents this conclusion may not be valid. These results should not be considered alone, without taking the benefits of the binder treatments to the field construction, workability, and the resistance to shrinkage cracking of the material. The minimum time before the road may be opened to traffic may also possibly be reduced with the bituminous binder treatment.

4. ACCELERATED PAVEMENT TESTING RESULTS

The standard measurements performed on an HVS test section include permanent deformation, elastic deflection, visual evaluation and moisture contents. These measurements are performed at predetermined intervals during the trafficking of the test section. In this paper only selected data are shown, the complete database is available in (7).

In Figure 2 the results of the permanent surface deformation measurements on both the FTG and the ETG sections are shown. It is evident that the permanent surface deformation was very small during trafficking with the severely overloaded conditions (80 kN and 100 kN dual wheel loads). Permanent surface deformation only increased when water was allowed to penetrate the base layer of the test section.

In Figure 3 the elastic surface deflections measured on the test sections are shown. It is again evident that the response from the pavements under the different loading conditions did not differ significantly, except for the 80 kN ETG test where lower elastic surface deflections were observed. Similar trends were, however, observed for all the tests.

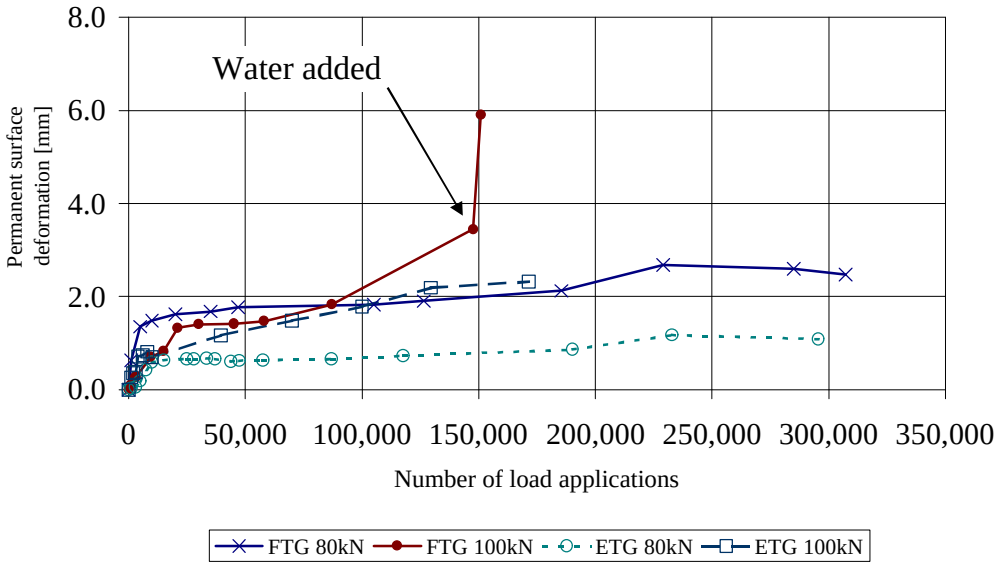


Figure 2: Permanent surface deformation on both FTG and ETG test sections under 80 kN and 100 kN dual wheel loads.

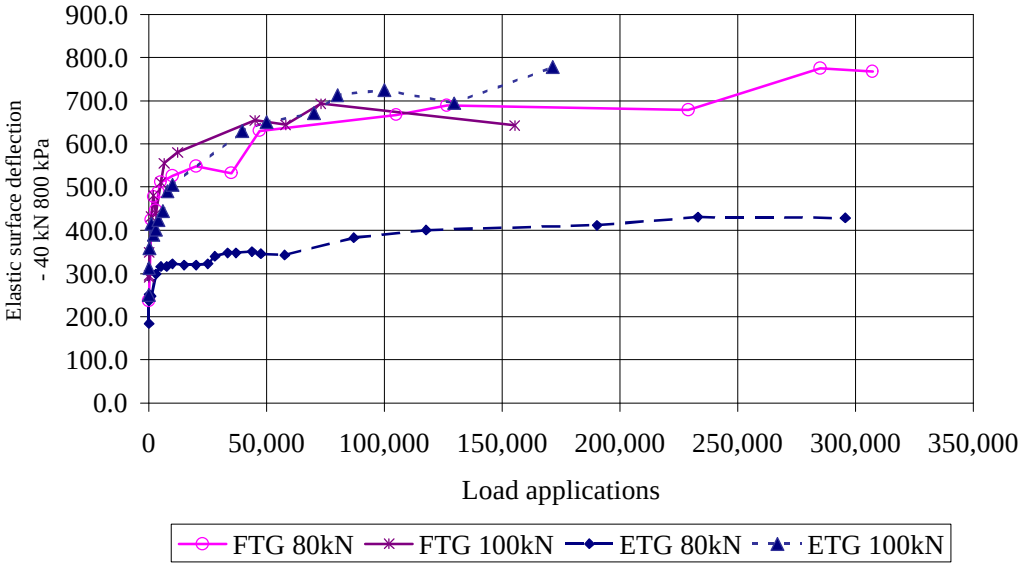


Figure 3: Elastic surface deflection response from pavement structures.

After further investigation, it was evident that the elastic deflection bowls measured on the various test section did start to show a change in shape after a number of load applications. In Figure 4, the typical elastic deflection bowls for one of the test sections are shown at the start of the test, after a certain number of load applications and at the end of the test. It is evident that the shape of the deflection bowls changed, indicating a change in the structure of the material. The position of the change in the deflection bowl (relatively close to the maximum) indicates that the major change in the material occurred near the surface of the pavement structure.

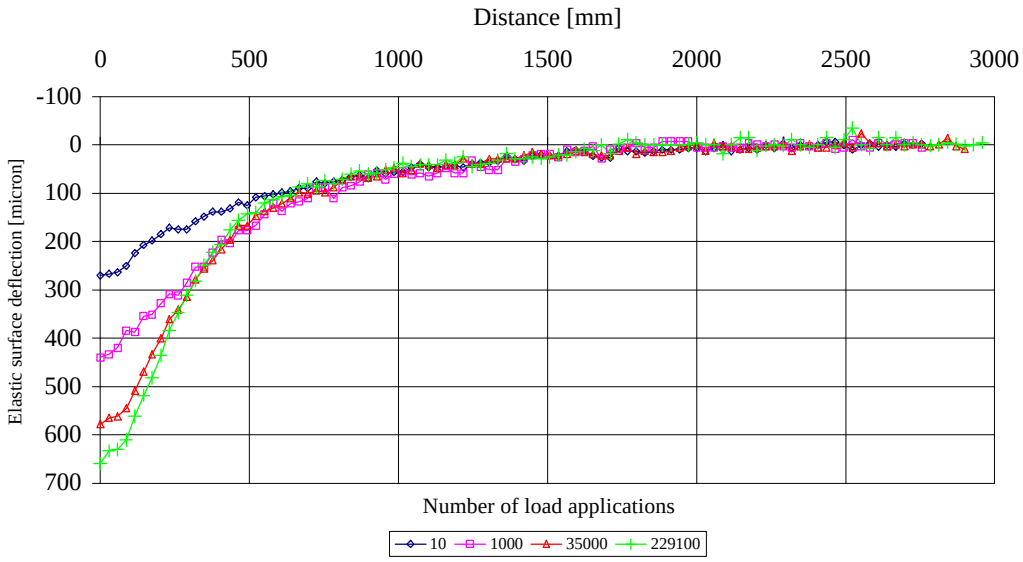


Figure 4: Typical elastic deflection bowls during HVS test.

The remaining observations from the HVS test sections (visual observations, densities, temperatures and moisture contents measured) are not specifically discussed in this paper, as they do not directly contribute to the topic discussed. The data from those measurements did not contradict that which was found from the specific data shown in this paper.

In summary the HVS data indicated that the FTG and ETG materials were both highly resistant to permanent deformation, but that a point occurs during traffic loading where a drastic change in the shape of the elastic deflection bowl occurs. This is most probably caused by the deterioration of the cemented bonds in the FTG / ETG layer.

5. DEVELOPMENT OF CONCEPTUAL PERFORMANCE MODEL

One of the major objectives of the APT phase of the DISR test programme is development of a performance model for these types of pavements. Evaluation of the data obtained from the early HVS tests started to guide thoughts to a typical lightly cemented material performance model. The lightly cemented materials used extensively in South Africa (8) have a distinct performance model (8). This model describes the deterioration of a lightly cemented layer as starting in an effectively bound condition, and breaking down to an effective granular condition early during its life. However, the performance of the material in this equivalent granular state is superior to the performance of the original untreated material (8,9). The performance model for lightly cemented materials is shown schematically in Figure 5.

The HVS data indicated similar low permanent deformation values during the extent of the dry testing (Figure 2), and similar trends in the elastic surface deflection behaviour (Figure 3). A large decrease in effective elastic modulus was

also observed once the elastic surface deflection increased, after which the moduli were relatively constant during the remainder of the test.

Investigation of the laboratory results indicated that the typical Unconfined Compressive Strengths (UCS) of the ETG and FTG materials (as used in this study) were similar to those reported (TRH14) for lightly cemented materials. The reported values range between 1 500 kPa and 3 500 kPa, compared to the CTG, FTG and ETG values measured at between 1 000 kPa and 3 500 kPa. The flexural beam tests indicated that the strain-at-break results for the ETG and FTG materials were slightly higher (between 149 and 174 micro strain) than those typically found for the lightly cemented materials (125 to 145 micro strain) (10).

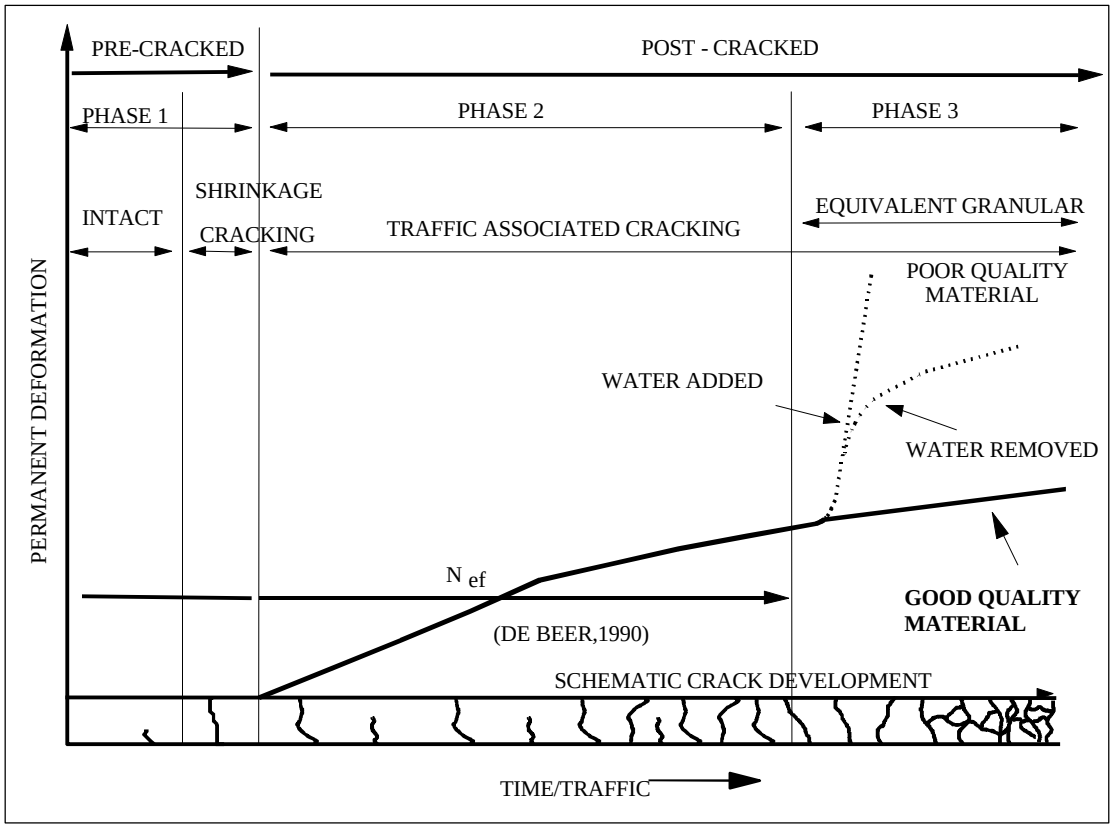


Figure 5: Typical lightly cemented material performance model (8).

A further difference between the behaviour of the lightly cemented and the ETG / FTG materials, concerns the response of the materials to water ingress. The typical lightly cemented materials deteriorated (*11*) considerably under water ingress, with material weakening and undergoing extensive permanent deformation (8,9). The FTG/ETG materials, however, did not deteriorate to the same extent under the action of water ingress, but rather showed erosion of the fine materials at the surfacing / base layer interface. This was similar to erosion failure observed by De Beer (*12*) on a finely grained cementitious material. It is strongly suggested to introduce a durability test during the material design of DISR process. Tentative

erosion criteria developed in 1989 could be used as a starting point to alleviate this problem (*11*). These tentative guidelines are shown in Table 5.

Table 5: Proposed tentative erodibility criteria for lightly cementitious materials (*11*).

Layer	Traffic class [80 kN axle load, 520 kPa tyre inflation pressure repetitions]	Erosion Index L [mm]
Base	$< 0{,}2x10^6$ to $50x10^6$	1
Subbase	$< 0{,}2x10^6$ to $3x10^6$	5
Subbase	$3x10^6$ to $50x10^6$	3

This migration of fines caused a build-up of fine material on the sides of the HVS section with coarse material left under the central wheel area (Figure 6). It appears as if the presence of the bituminous additives contributes to decreasing the permeability of the material, thereby causing less deterioration and weakening under water ingress than the lightly cemented materials. Further laboratory testing of this phenomenon is currently underway.

It appeared from both the APT and laboratory test results that the ETG sections / material performed better than the FTG section / material. Although the support for the ETG was better in the field than for the FTG, this should not have played a role in the laboratory test data. The second phase of laboratory testing is also looking into this phenomenon.



Figure 6: Erosion of fine material from test section to untrafficked sides of test section after water ingress.

6. FURTHER WORK

As indicated in the beginning, this paper is based on the first phase of the investigation into the performance of DISR pavement structures incorporating cement and bituminous binders. As such, only the high wheel load HVS tests and the initial laboratory tests are described, as the remainder of the tests were still continuing at the time of writing this paper.

Based on the information from the first phase of testing, it is clear that a number of specific issues need further investigation. These issues are:

- The response of the pavement structures to different tyre loads;
- The effect of different amounts of cement and bituminous binder, and also different ratios on the performance of the DISR structures, and
- The effect of bituminous binder content on the permeability and erodibility of the FTG and ETG materials.

A number of these tests are currently conducted and these results will be reported at a later date as part of a more complete performance model for DISR pavement structures.

7. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The following conclusions are drawn based on the information provided in this paper:

- The DISR technique can provide a pavement structure with a high bearing capacity and good resistance against permanent deformation for the materials tested;
- It appears as if the selected material type behaved in a typical lightly cemented performance model – which is to be expected if the material properties are compared with a typical lightly cemented materials;
- The DISR materials investigated were still water susceptible, although erosion of the fine material occurred rather than weakening and deformation of the base material. This could be addressed by introducing suitable erodibility (durability) criteria for DISR materials, and
- The combination of both laboratory data and APT data to determine the performance model for the DISR materials is recognised.

It is recommended that the current research programme into the performance of different DISR materials and pavement structures be continued, to provide a more complete performance model and failure mechanism definition for these materials.

8. ACKNOWLEDGEMENT

The kind permission of Gautrans (who funded the research described in this paper) for the publication of this material is acknowledged.

9. REFERENCES

(1) Jenkins, K. *Personal discussions regarding DISR material models.* Professor of pavement engineering, University of Stellenbosch, South Africa. 2001.

(2) Long, F and Theyse, H L. ***Laboratory testing for the HVS sections on Road P243/1.*** Pretoria: Division for Roads and Transport Technology, CSIR. (Draft Contract Report CR-2001/032). 2001.

(3) Semmelink, C.J. and Botha, P.B. *Evaluation of foam bitumen and emulsion treated ferricrete material on the new HVS site in the initial stages.* Pretoria: Division for Roads and Transport Technology, CSIR. (Contract Report LR-2000/1/JR3879). 2001.

(4) Semmelink, C.J. and Botha, P.B. *Strength of foamed bitumen-cement and emulsion-cement stabilised ferricrete base material from HVS test site at Heidelberg as measured with K-mould.* Pretoria: Division for Roads and Transport Technology, CSIR. (Technical Report TR-2001/14). 2001.

(5) Theyse, H L. *Laboratory design models for materials suited to labour-intensive construction.* Pretoria: Division for Roads and Transport Technology, CSIR. (Contract Report CR-99/038). 1999.

(6) Semmelink, C.J. *Brief summary of the Transportek K-mould research programme and the results.* Pretoria: Division for Roads and Transport Technology, CSIR. (Divisional Publication DP-99/009). 1999.

(7) Steyn, W.J.vdM. *Level one data analysis of HVS tests on Foam Treated Gravel and Emulsion Treated Gravel on road P243-1: 80 kN and 100 kN test sections.* Pretoria: Division for Roads and Transport Technology, CSIR. (Contract Report CR-2001/05). 2001.

(8) De Beer, M. *Aspects of the design and behaviour of road structures incorporating lightly cementitious layers.* PhD Thesis, University of Pretoria, South Africa. 1990.

(9) Steyn, W.J.vdM. *Aspects of the structural performance of rehabilitated lightly cemented pavements.* M. Eng Dissertation. University of Pretoria, South Africa. 1996.

(10) *Guidelines for road construction materials.* 1985. Pretoria: Committee for State Road Authorities (CSRA), Department of Transport. (Technical Recommendations for Highways; TRH14).

(11) De Beer, M. and Visser, A.T. *Erodibility of cementitious subbase layers in flexible pavements.* Swaziland: 5th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa. 1989.

(12) De Beer, M. *Behaviour of cementitious subbase layers in bitumen base road structures.* M.Eng thesis, University of Pretoria, South Africa. 1985.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPANA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ESTABILIZACIÓN DE TOBAS VOLCÁNICAS CON CEMENTO Y ESPUMA DE BETÚN, Y SU EMPLEO COMO (SUB)BASE DE CARRETERAS

STABILISATION OF CINDER WITH CEMENT AND FOAMED BITUMEN AND ITS USE AS (SUB)BASE FOR ROADS

M.F.C. van de Ven
Delft University of Technology
Faculty of Civil Engineering
P.O. Box 5048
2600 GA Delft
the Netherlands
M.vandeven@citg.tudelft.nl

RESUMEN

La toba, que es un material volcánico, no cohesivo y débil, es ampliamente disponible en el valle principal de la grieta de Etiopía. El material se utiliza en subbases y arcenes de carretera. En esta comunicación se analiza el posible uso de la toba estabilizada como capa de base en carreteras en Etiopia.

El diseño de la mezcla se realizó determinando el contenido óptimo de conglomerante con relación a la compactación, tanto para el material estabilizado con espuma de betún como con cemento. La influencia del equipo de compactación sobre la toba se estudió por el método de compactación Proctor y giratorio. Las probetas de laboratorio de toba estabilizada se curaron mediante procedimientos de curado acelerado.

Se realizaron ensayos de carga monotónica controlada hasta rotura, así como de resistencia a compresión y tracción indirecta. Los ensayos de resistencia pusieron de manifiesto que la estabilización de tobas con cemento proporcionaba los resultados más prometedores. Los cambios de granulometría producidos durante las operaciones de compactación tenían un efecto muy negativo para la espuma de betún.

Únicamente se realizaron ensayos repetitivos sobre tobas estabilizadas con cemento. Se obtuvieron buenas correlaciones entre los ensayos de fatiga y de módulo, para niveles similares de densidad y de tensión, próximos al 50% de la carga de rotura a tracción indirecta.

Se realizó un análisis de dimensionamiento de un firme tomando como base la resistencia a 7 días de este material tratado con cemento y para los datos de carga por eje en Etiopía. De acuerdo con este análisis, para una capa asfáltica fina de rodadura es necesario un tratamiento profundo con cemento para resistir las tensiones resultantes de una carga por rueda del orden de 9 toneladas.

ABSTRACT

Cinder, which is a volcanic, non-cohesive and weak gravel material, is widely available in the main rift valley of Ethiopia. The material is used as subbase and shoulder material for roads. The possible use of stabilised cinder as a base course for roads in Ethiopia is investigated in this paper.

Mix design was done by determination of the optimum binder content through compaction for the foamed bitumen and cement stabilised material. Influence of compaction equipment on the cinder, was investigated with Proctor and gyratory compaction equipment. The stabilised cinder specimens in the laboratory were cured with accelerated curing methods.

Load controlled monotonic tests till failure, like unconfined compressive strength and indirect tensile strength were conducted. From the strength tests it became clear that the cement stabilised cinder gave the most promising results. Changing of the grading during compaction worked very negative for the foamed bitumen.

Repetitive tests were only performed on the cement stabilised cinder. From the fatigue and modulus tests good relationships were obtained for the same density levels and stress levels close to 50% of the indirect tensile strength value.

Based on the seven day strength of the cement treated cinder, a pavement design analysis was done for axle load data collected from Ethiopia. According to the analysis, using a thin asphalt surfacing, a thick cement treated cinder layer is required to withstand the stresses resulting from wheel loads in the order of 9 tonnes.

1. INTRODUCTION

The road network plays a significant role for development of a country and in general a higher road density is an indicator of the economic development of a country. Road construction is a costly business which needs substantial financing. One of the reasons that makes road construction expensive is the cost of suitable road building materials. Different road material specifications are adapted to local conditions, but all tend to converge in using good quality road building materials.

The use of good quality road building materials and quality control are the key factors in road construction. There are no first –world or third –world roads. It's about high volume and low volume roads. Natural gravels and different varieties of processed rocks are normally used as road building materials in the pavement layers.

The use of locally available marginal and sometimes poor quality materials, improved through stabilisation, is an option that is not commonly practised. In Ethiopia stabilisation of local materials is hardly used, except mechanical stabilisation through blending of natural gravels to meet a specified grading used for a sub base application. However, cement and foamed bitumen stabilisation of marginal materials has been used in many countries all over the world to make them suitable in sub-base and base layers

The method of stabilisation varies depending on the required parameter and can be summarised into four broad groups (1):

- Mechanical stabilisation: a technique used to modify the physical property bij adding of material to improve the grading;
- Chemical and Physical stabilisation: improving the engineering properties of the material by addition of stabilisers;
- Densification/compaction: increasing of the soil strength by different compaction methods sometimes also considered as mechanical stabilisation
- Thermal stabilisation: a method used for de-watering soil/aggregate

In this paper the focus is on chemical and physical stabilisation. Cement stabilisation is a chemical process (1) and the different forms of bitumen stabilisation are considered physical stabilising agents. However, the cement also acts as a physical component especially during the mixing, compaction process.

Depending on the grain size, different stabilisation techniques are recommended, which reflects that stabilisation is effective for specific conditions.

The research is reported to investigate the possibility of using stabilised cinder as a base course for roads in Ethiopia. Two stabilisers were compared being cement and foamed bitumen. First the materials are introduced, with focus on the cinder. Then the test programme is described, followed by test results and some analysis. The paper closes with conclusions and recommendations.

2. MATERIALS

The components of importance in this research are cinder, foamed bitumen, cement. They will be introduced in this section. First an introduction on cinder and the material used in the research will be given, after that the bitumen and the cement quality will be discussed.

2.1 Cinder/Scoria

Cinder is a volcanic gravel that can be described as a non-cohesive and weak material. Because of the fact that it is abundant in the main rift valley of Ethiopia, it is used as sub base and shoulder material for roads (2).

Three common types of rocks are known to cover the surface of the earth: sedimentary, volcanic and metamorphic rocks. Amongst the three groups, the formation of most volcanic rocks is associated with volcanic explosion. Depending on the viscosity of the magma, volcanic explosion can be mild or strong, which breaks the host rock along the vent and as a result rock fragments are thrown out during explosion. Rock fragments and lava (collectively called pyroclasts) gradually deposit around the volcanic eruption area forming pyroclastic rock.

Juvenile deposits with vesicular magmatic fragments that have intermediate to basic composition give rise to basalt and basaltic-andesite rock in many cases dominated by lapilli (fragment size of pyroclasts between 64-2 mm). And it is called scoria. The specific volcanic explosion, which forms cinder/scoria, is called strombolian eruption. Often scoria deposits do not show bedding planes and they are characterized by coarse grained fragments which are irregular in shape and have a rough surface texture.

In the case of Ethiopia, eruptions that resulted in cinder/scoria are associated with recent volcanism which spans between 1 to 4 million years. Chemical analysis shows that scoria/cinder falls in the field of basalt. It is mainly found along the rift valley and escarpment of the Ethiopian rift valley. The colour varies between reddish brown, grey and dark. The Cinder is vesicular and highly fractured, therefore not so strong and thus can be excavated manually using pick-axe, however heavy construction machinery is required sometimes. The aggregate size varies from < 75 μm (filler) to as big as 500 mm (blocks or boulders). Sometimes it is possible to get uniformly graded cinder between 20-30 mm. Most cinder cones are characterised by about 1% filler. However, for weathered cinder up to 30% is reported. In many cases the weathered zone is confined to 2 m below the ground level. Except for the weathered product the finer fractions passing 75 μm are non-plastic.

The cinder grading is variable from source to source. Moreover the grading is also found to vary even within the same source at different depths. For samples collected from a depth till 2 m the difference in percentage passing for sieve siezes 75um, 5 mm and 20 mm can be 40%, 60%, 40% respectively, thus the grading envelope is very wide. For samples deeper than 4 m a variation of 5%, 60% and 40% was recorded for sieve sizes of 75 um, 10 mm and 20 mm.

The gradation of the natural cinder deeper than 4 m falls entirely outside the base course grading recommended by AASHTO. However, the recommended base course grading completely falls within the grading envelope of cinder samples shallower than 2 m. Combination gives a grading which can fulfil the grading requirements for base course.

Gradation tests conducted after standard and Modified AASHTO and BS vibrating compaction show that the fine content of the cinder increases. After three and five cycles of compaction the fine content of cinder is found to be about 6 and 9% for modified Proctor compaction and 4 and 5% for standard proctor compaction

Ethiopia has a highway materials specification manual, similar to AASHTO and BS (2).

Basic requirements for base course materials are:

- Los Angeles Abrasion (LAA) wear< 50 %
- Magnesium/Potassium soundness (Mg/K) tests 12 and 18 % respectively
- Gradation
- Minimum CBR of 80 % for 100 % Mod AASHTO density

Unfortunately cinder is not satisfying some of the mentioned tests, except gradation and CBR.

Two tonnes of cinder were sent from Ethiopia to TU-Delft. The original grading and the grading used for the research are given in Figure 1.

A sieve analysis was done on the material and it was found that the amount of filler (passing 75µm) in the cinder is only 1.6 %. Another conclusion that could be drawn was that 87 % is passing 22 mm sieve and the coarse fraction retained on 45 mm is 8 %. The oversized aggregate retained on 24 mm can not be used for laboratory testing. It was decided to carry out the research on the fractions passing 22 mm in order to have an acceptable particle size to specimen ratio.

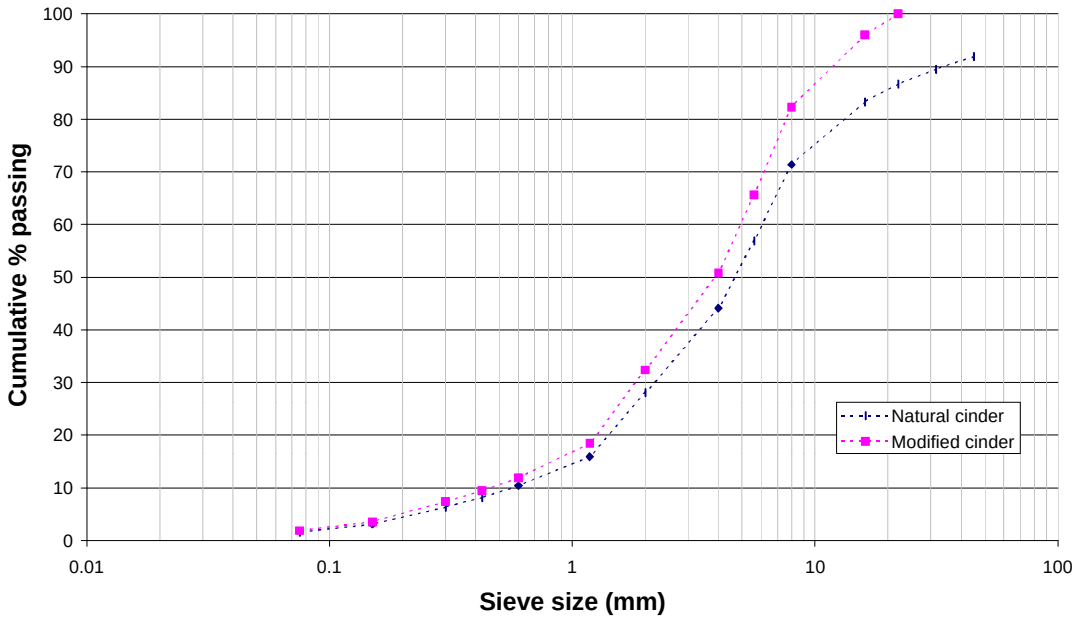


Figure 1: Grading of natural and modified cinder

2.2 Foamed bitumen (3)

Elf-Nyas 200 Pen bitumen was used to produce the foamed bitumen.
The bitumen was heated in an oven for two hours at a temperature of 170 C and then poured in the laboratory foam plant. In the foam plant the temperature was kept at 170 C. The amount of water needed to spray on the hot bitumen was estimated to 2% of bitumen. The water was released and mixed with the hot bitumen in the expansion chamber. For determination of the half life and expansion ratio 500 gram of foamed bitumen was discharged into a calibrated container . The measured values for the bitumen used in the research were:

- Half life = 12 sec
- Expansion ratio = 17

2.3 Cement

The medium curing ordinary Portland cement normally used in Ethiopia was not available at TU-Delft. Rapid curing ordinary Portland cements, CEM-I- 32.5 and CEM-I-52.5, were used for the research. Important information on cement for stabilisation in Africa is also given in (4).

With these cements compressive strengths of 32.5 and 52.5 Mpa are achieved for a 28 days old cube prepared from a mix of fresh crushed stone (0/32 mm), sand and 330 kg/m3 of cement quality CEM-I-32.5 , respectively CEM-I-52.5.

3. TEST PROGRAMME

An extensive test programme was designed to estimate the possibilities for foamed bitumen stabilised cinder and cement stabilised cinder to be used as a base coarse material. An overview of the subjects that were researched is given in Table 1.

Table 1 : Overview of test programme

Modified cinder (22 mm) with 5% filler	**Foamed bitumen stabilised modified cinder**	**Cement stabilised modified cinder**
Material: • Grading modified cinder. • Percent wear of coarse fraction (LAA) • Specific gravity	Mixing with 1 % cement: • Hobart mixer • Pugmill	Mixing • Hobart mixer • Pugmill
Compaction: • Effect of moisture content on density . Target MDD • Effect of Proctor and Gyratory compaction on grading	Compaction (to target MDD): • Gyratory compaction to target MDD	Compaction (to target MDD): • Proctor compaction • Gyratory compaction
Mechanical properties: • CBR	Mechanical properties: • Dry and soaked UCS. • Dry and soaked ITS	Mechanical properties: • UCS. • ITS • Resilient Modulus • Fatigue life

The full experimental programme for the stabilisation of the cinder with foamed bitumen and cement are given in Table 2 and Table 3. Important is the number of repetitions per test to get an indication of the variation in results. Also test conditions are added as information to the two tables.

Table 2: Experimental programme for foam stabilisation of cinder with number of tests performed

Binder content	Mixer Type	Type of Test			
%		D.UCS	D.ITS	S.ICS	S.ITS
1.5	Hobart	2	NP	NP	NP
2	Hobart	3	3	F	F
3.25	Hobart	3	3	3	3
4.5	Hobart	3	3	3	3
4.5	Pugmill	1	2	N/P	N/P

UCS=Unconfined Compressive Strength at 20 C, deformation speed 50.8 mm/min
ITS =Indirect Tensile Strength at 20 C, deformation speed 50.8 mm/min.
D =Dry
S =Soaked
NP =Not Prepared
F =Failed while soaked

Table 3: Experimental programme for cement stabilisation of modified cinder with number of tests

Cement		Mixer Type	Compaction	Type of Test			
Type	(%)		Equipment	UCS	ITS	Modulus	Fatigue
CEM 52	3.5	Hobart	Gyrator	2	NP	NP	NP
CEM 52	5	Hobart	Gyrator	4	NP	NP	NP
CEM 52	5	Hobart	Mod Proctor	3	3&3	NP	NP
CEM 52	5	Hobart	Kangoo	NP	NP	12	11
CEM 52	5	Hobart	Mod Proctor	3	NP	NP	NP

Modulus = Resilient Modulus (ITT) at 20 C , frequency f=10 Hz
Fatigue = Fatigue (ITT) at 20 C, frequency f=9 Hz

3.1 Curing procedures

Foamed bitumen
An accellerated curing method is used in the laboratory that can be related to a pavement served for one year. Following the gyratory compaction the specimens are kept in a climate chamber at 40 C and 100% humidity for 24 hours.
Then the specimens are sealed in polyethene plastic bags and placed in the laboratory for a week. After that the specimens (still in a plastic bag) are placed in the climate chamber at 40 C for three days followed by overnight curing at 35 C after removal of the plastic bags. After exposing for half an hour at room temperature, the specimens aare again sealed in plastic bags and put in the climate chamber at 15 C until testing.

Cement
Accelerated curing of UCS specimen:The specimens are placed in airtight polyethene bags, sealed and kept in the oven for 24 hours whixh was adjusted to maintain the temperature between 70 and 75 C. After 24 hours the specimens were taken out of the oven and cooled down for half an hour in the plastic bag. After that the plastic bags were removed and the specimens immersed in water for four hours at a temperature of about 25 C.
Accelerated curing of ITS specimen: the same procedure is used as for the UCS specimens except soaking in water for four hours. In the South African specification soaking of ITS

specimens is not recommended. Three specimens were tested after cooling for an hour, while the other three specimens were tested after cooling for an hour and one hour vacuum saturation with a pressure of 50 kPa followed by saturation for one more hour after releasing the pressure.

4. TEST RESULTS

4.1 Modified cinder with 5 % filler

From the grading of the cinder it can be seen that the filler content is extremely low, 1.9%. This means that the filler content of the modified cinder (<22 mm) must be increased in order to perform useful tests on stabilised materials. For the initial tests on the granular material it was decided to increase the filler content to 5% via the addition of crushed cinder. Some important results:

- According to the AASHTO method, the modified cinder is classified as A-1-a group before and after compaction.
- Percent wear of coarse cinder aggregates: LAA wear = 45.92 %. Although the wear is high, it is within the acceptable range of base course (<50%) in Ethiopia.
- Specific gravity of the cinder is estimated to be approximately 2.9
- A maximum Dry Density (MDD) of 1568 kg/m3 is achieved for Optimum Moisture content (OMC) of 19.3 % for Mod AASHTO compaction..

After compaction with the 4.5 kg Proctor rammer and the gyratory compactor the percentages passing have increased substantially See some results in Table 4. The Proctor compaction has more crushing effect on the cinder and the filler content has increased substantially after compaction. This result shows that the gyratory compaction has a for lower crushing effect than the Proctor on aggregates of marginal hardness qualities.

Table 4: Effect of Proctor and Gyratory compaction on the modified cinder gradation

	Cumulative passing sieve (%)		
Sieve size mm	**Proctor**	**80 Gyrations**	**500 Gyrations**
22	100	100	100
8	92.1	84.3	90.8
4	71.4	58.4	67.3
2	48.8	36.4	41.3
0.6	20.3	15	16.2
0.3	13.7	9.6	10.3
0.075	6.3	3.8	3.9

4.2 Foamed bitumen stabilised cinder

Foamed bitumen mix design was performed using a Hobart mixer and compaction effort with the gyratory compactor.

The number of gyrations required to attain the MDD of 1568 kg/m3 varied for different moisture contents and it decreased with increasing fluid content (FC), where FC = Moisture Content (MC) + Binder Content (BC).

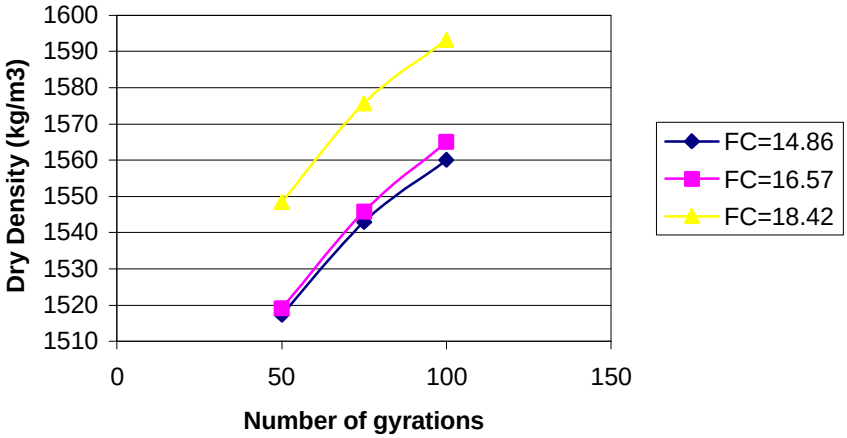


Figure 2: Gyratory compaction-dry density curves for different gyration levels

From Figure 2 it can be seen that the FC of 18.42 % is close to the OMC of 19.3% . It is likely that 100 gyrations will give relative densities of about 102 % of the Mod AASHTO density. To attain at least 98 % of Mod AASHTO a number of 80 gyrations was selected for the rest of the research.

4.3 Unconfined compressive strength (UCS) of foamed bitumen mixes

For specimens prepared by Hobart mixer, the dry density and UCS values linearly increased with the foamed bitumen content. For a specimen with 4.5% BC and prepared by a pugmill mixer a similar relative density was achieved compared to the Hobart mixer as shown in Figure 3, but the UCS value was considerably higher. This can be explained by the good distribution of bitumen during the mixing process in the pugmill. This information is very important and questions the use of Hobart mixing for mix design as a tool to relate as good as possible to the mixing effort in practice.

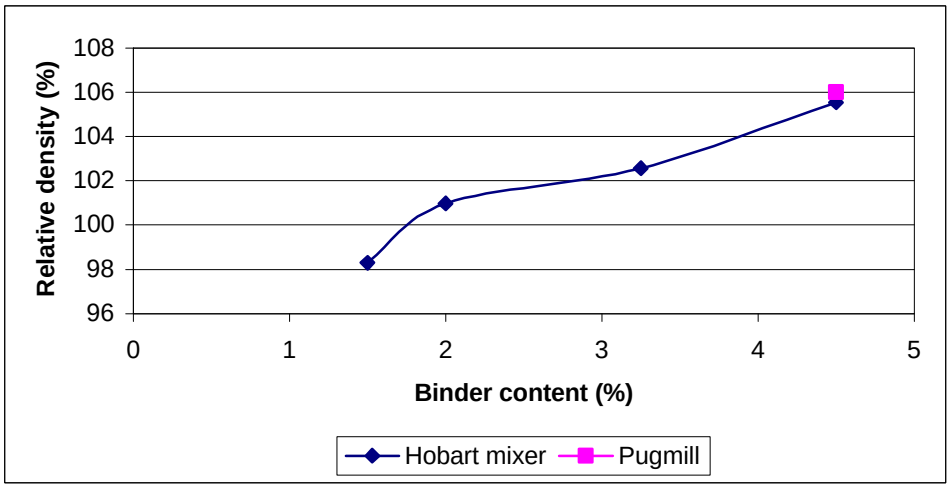


Figure 3: Dry density-Binder content relation for dry foamed mixes: influence of mixing process

From Figure 3and Figure 4 it can be seen that the UCS and relative density of soaked specimens show improvement with increasing BC, similar to dry specimens. Also the moisture absorption after 2 hours of soaking decreased with increasing BC.
In Figure 4 the relation between soaked and dry UCS values is given based on Hobart mixed material. Compared to the dry specimen the relative density remained unchanged, but from Figure 4 it can be seen that for the soaked specimens only 55.55 and 68.44 % of the dry UCS values were retained. At 2 % BC there was even no retained UCS. This indicates high influence of water to the foamed bitumen mix. From the tests it is concluded that at least 4.5 % bitumen will be necessary in case of water sensitive areas.

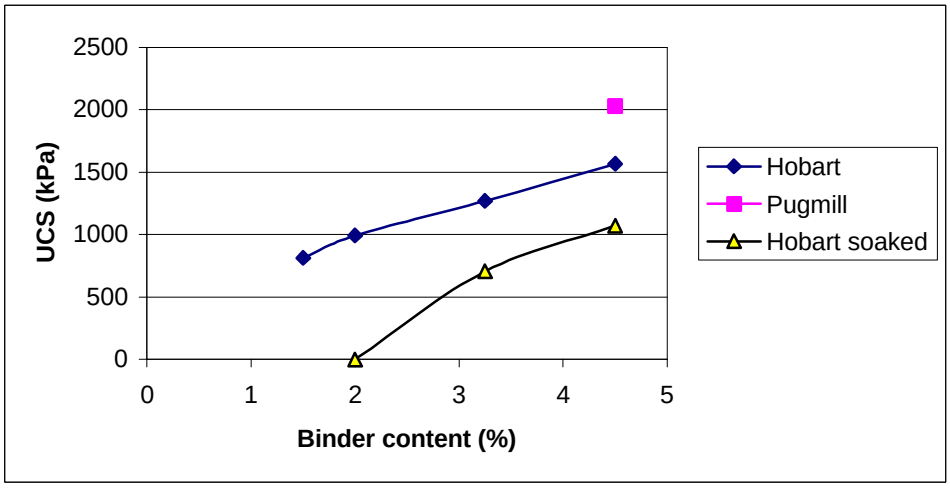


Figure 4: Unconfined compressive strength (UCS)-BC relationship for dry and soaked foamed mixes

4.4 Indirect Tensile strength (ITS) of foamed mixes

For the indirect tensile strength a similar trend to the UCS results can be observed as shown in Figure 5. At 4.5 % BC Pugmill mixing gives far better dry ITS values compared to Hobart mixing. In general the ITS values both dry and soaked are extremely low.

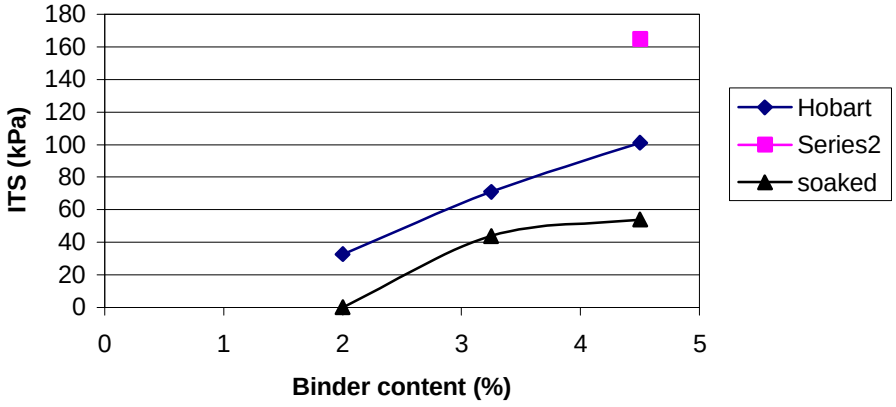


Figure 5: Dry and soaked ITS-BC relationship for foamed bitumen stabilised cinder

By combining the UCS and IRS values the Mohr-coulomb failure envelope could be drawn, based on a straight line through the two circles.This exercise was done for the dry and soaked foamed bitumen mix with 4.5 % BC. From the results in Table 5 it can be concluded that for

the soaked state the C dropped dramatically. The change in ϕ is attributed rather to mix variation and simplified failure model (line), than to moisture influence

Table 5 : Mohr-coulomb failure line

4.5 % BC	Cohesion C (Mpa)	Angle of internal friction ϕ (°)
Dry	0.227	58.5
Soaked	0.135	62.5

4.5 Cement Bound Cinder (CBC)

Relative densities in the range of 98.1 % to 104.4 % of the modified Proctor compaction were obtained for CBC with 5 % cement (C EM52). The lowest relative density value was observed for a specimen prepared with Proctor compaction and the highest for a specimen compacted with the gyrator.

The density achieved with Proctor compaction is substantially lower compared to the density of specimens compacted with 80 gyrations. As can be seen in Table 6 it is clear that the strength of the stabilised cinder is dependent on the compaction method as well as cement content. However, although the UCS increases with density, the effect of cement content outweighs the density effect.

Table 6 :Comparison of UCS, Dry densities and compaction method

Cement content (type)	Compaction method	Number of tests	Mean relative Density	Mean UCS (kPa)
5 % (CEM32)	Proctor	3	101	3.3
5 % (CEM52)	Proctor	3	98.6	3.1
3.5 % (CEM 52)	Gyrator (80)	2	100.7	1.8
5 % (CEM 52)	Gyrator (80)	3	104.1	5.0

From Table 6 it can also be seen that with CEM32.5 higher relative densities and UCS values are achieved compared to CEM52 at 3.5 % cement content. Another complicating factor was here that the CEM52 was old (November 1999) and the CEM32 was fresh (April 2000).

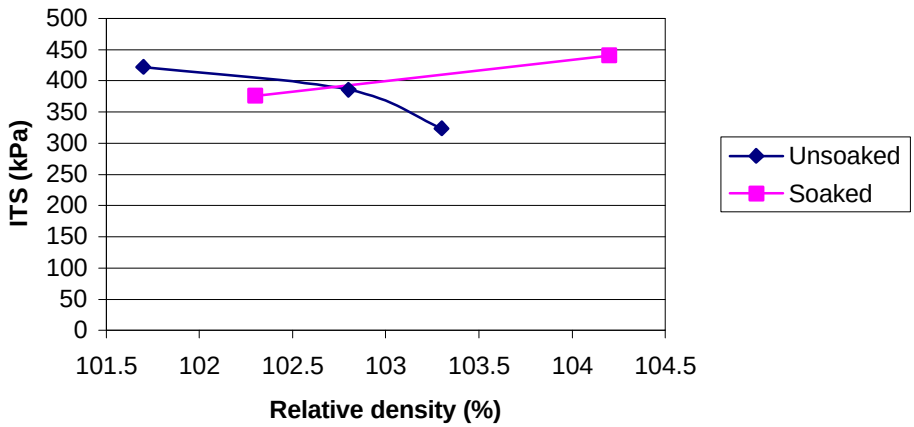


Figure 6: Density-ITS relationship for dry and soaked specimens

The ITS test is conducted only on specimens stabilised with CEM 52. For the unsoaked specimens the ITS value increases with decreasing dry density. The opposite is true for the soaked specimen. Results are summarised in Figure 6. Specifications do not require soaking for ITS specimen (4). For all specimen relative densities in excess of 100 % were achieved.

4.6 Resilient modulus and fatigue life of CBC

From the test results given in Table 7 it is not possible to develop a general relation for the resilient modulus Mr. However, if one takes the values at an approximate density (here 100% Mod AASHTO) together , an equation can be developed for the relation between resilient modulus and stress level. The result of this exercise is shown in Figure 7.

Table 7: Summary of Resilient Modulus (Mr) test results

Stress (kPa)	Resilient Modulus (Mpa)	Relative Density (%)
174.8	3950	93.1
180.1	5946	101.1
184.5	6362	100.4
195.8	5455	100.7
204.6	4501	99.6
204.7	4544	96.4
208.5	7005	99.0
210.3	4344	98.8
212.7	5073	97.2
249.4	6836	103.6
249.5	5939	104.8
272.8	6762	101.3

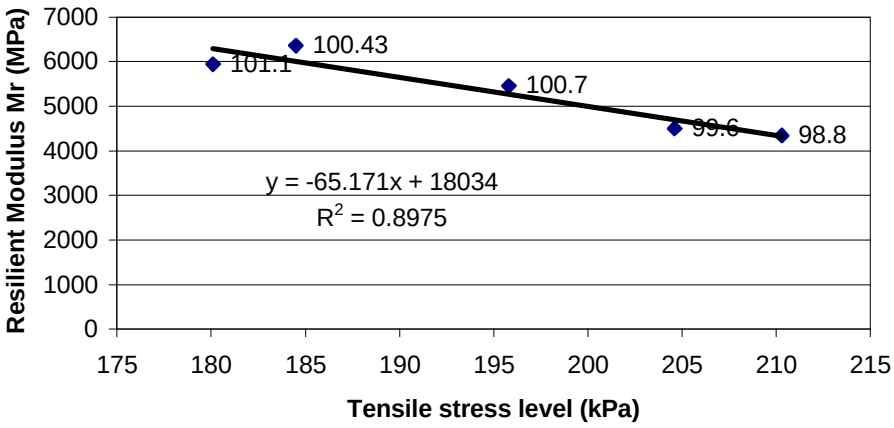


Figure 7 : Resilient modulus for stress levels around 50% ITS and about 100% relative ModAASHTO density

Both stiffness and fatigue life are essential parameters for a structural pavement design
From (2) it is reported that for different stress levels fatigue life is ranging from some hundreds to more than one million repetitions. It is not possible to develop a reliable relationship from the bulk test results because of variations in achieved densities.

For a more or less constant relative density (in the range of 99.6 to 101.3 % of ModAASHTO), it is found that the fatigue life increases with decreasing stress level from 124 to 203 kPa in the ITS test.

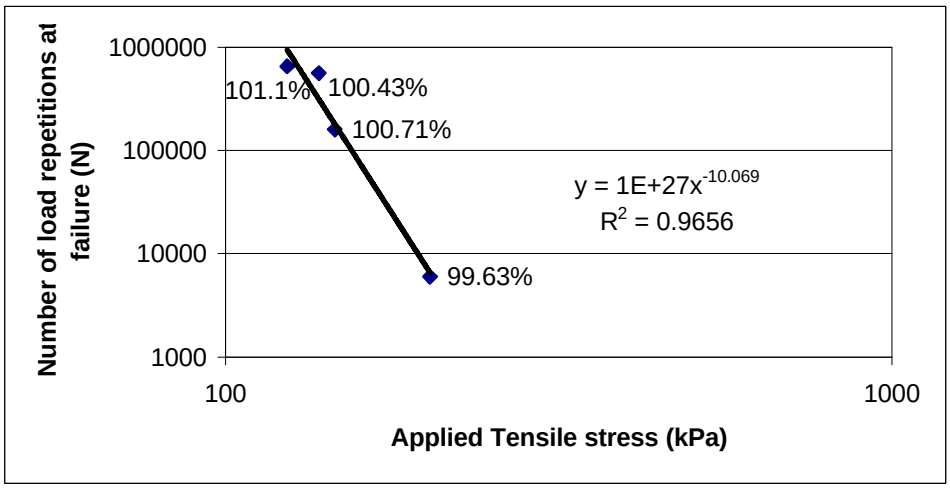


Figure 8: Fatigue life of CBC for approaximately 100 % relative density at stress levels around 50% ITS

The fatigue relation given in Figure 8 is used together with the other information to perform a pavement design.
For a construction with 50 mm Asphalt concrete surfacing, 700 mm CBC on a subgrade with E=120 Mpa, the allowable number of load repetitions is estimated to failure using the CBC fatigue relationship given in Figure 8.
The number of load repetitions are determined for horizontal tensile stress levels in the range of 233 to 466 kPa. Only the two upper axle load classes in Ethiopia fall within this stress range for the construction. The results are given in Table 8.

Table 8: Summary of the allowable N for axle loads on the selected structure

Axle load Group (kN)	Per year (n)	Wheel load (kN)	σ_{wheel} (kPa)	σ_t (kPa)	Number (N)
175	21.6	87.5	972.9	250	655
165	70.2	82.5	917.3	235.7	1210

It was calculated for a realistic situation as given in the table that the fatigue damage (FD) per year of the analysed pavement structure is:

$$FD = 21.6/655+70.2/1210 = 0.09$$

This means that the design life of the analysed pavement structure based on the tensile strength criteria at bottom CBC layer is:

$$1/0.09 = 11.11 = 11 \text{ years.}$$

6. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

6.1 Conclusions

From the test results the following can be concluded.

Cinder:

- The virgin cinder gravel is deficient in sand sized fractions and fillers, which is necessary to achieve a high dry density. The result is a relative low ModAASHTO density of 1568.2 kg/m3 (specific density cinder is 2890 -2970 kg.m3) even with increased fines to 5% .
- The gradation of natural cinder does not fall within the desired grading envelope for foamed bitumen, nor in any of the AASHTO base course grading envelopes.
- The LAA test and the gradation after compaction show that the cinder is vulnerable to crushing, especially heavy Proctor compaction.
- Cinder itself is not affected by soaking conditions. The soaked CBR value is equal or higher than the dry CBR value.

Foamed bitumen mixes:

- The binder content increases the strength. For soaked conditions the mix is only stable for binder contents higher than 3 %.
- For both dry and soaked conditions the ITS values are lower than the minimum required.
- Compaction in the laboratory can influence mix design substantially.
- The specimens mixed in the pugmill give better results than the Hobart mixer.

Cement Bound cinder:

- Based on the compressive strength the indication is that the CBC is strongly sensitive to the cement content. The density also plays an important role.
- Optimal results are obtained at 5 % cement content. The material is not affected by soaking in water. The UCS and ITS values are well above minimum requirements. Higher UCS values are obtained with gyratory compacted specimens than with Proctor compacted specimens.
- The resilient modulus and fatigue behaviour of the CBC generally shows an increasing trend with density of the CBC for an applied indirect tensile stress below 50% of Indirect Tensile Strength.
- It is found that the fatigue life increases for lower tensile stress applications. A good relation could be developed at the same density level.
- The strength of the CBC is sensitive to the age of the cement. A slightly higher UCS was obtained with a lower quality cement manufactured within the last three months of testing compared to a high quality cement manufactured six months before testing.

6.2 Recommendations

Cinder.

The grading of the cinder itself is found to be easily affected by compaction.The impact compaction with the Proctor resulted in higher crushing than the gyratory compaction. This means that the compaction process in the laboratory influences the mix design, the effect of which can be desastrous in practice. Over compaction changes the grading substantially. The consequences of lab compaction on the field has to be investigated.

Foamed mixes.

The foamed mixes are extremely sensitive to the grading and more specific the finer part.

Improvements in the foamed bitumen stabilised cinder could possibly be achieved through blending with a suitable sand. The effect of compaction on the gradation of the mix after

addition of foamed bitumenis poses an enormous problem for foamed bitumen stabilised material.
The ITS values of the foamed bitumen mixes need to be improved. Since only dry specimens were tested mixed with the pugmill , further testing is recommended to see the effect on soaked specimens.
Cement stabilised mixes.
The sensitivity of the mix to cement content should be researched to identify the limits for acceptable UCS values for flexible pavements with a relatively low cement content.
It is recommende to further research the influence of Proctor (impact) and gyratory compaction on the properties. The relation to practical applications on construction sties must be found.
The main research is done on Proctor compacted specimens. Gyratory compaction showed higher mechanical strength. An increment in ITS value can result in lower thickness required for the pavement layer. The most realistic compaction method in the laboratory should be used.
Design and Construction.
The analysis is done only based on the seven days strength obtained after an accellerated curing method. Further research needs to be done with normal curing procedure and also for 28 and 90 days old CBC. Also resistance against crushing at the top of the base need to be considered (4).
Cement treated materials show shrinkage cracks which can have a negative effect on pavement life. dependent on construction type it can be considered to introduce joints in the layer with constant intervals during consturction.
Based on the study it can be concluded that CBC layer can be used as a (sub)base layer for flexible pavements. Strict quality control is necessary during construction and the road should not be opened to traffic within sevenseven days after construction.
It is recommended to construct test sections with the lab designed CBC to investigate the influence of mixing and compaction in the field compared to the laboratory mix design. It will also give indication to the early structural performance under actual traffic.

7. REFERENCES

(1) Soil stabilization in pavement structures. A user's manual. Volume 1: Pavement design and construction considerations. US Department of Transportation. Federal Highway Administration, October 1979.
(2) E.G. Egziabher, Stabilisation of cinder with foamed bitumen and cement and its use as (sub)base for roads. IHE Delft, The Netherlands, June 2000.
(3) Jenkins KJ, van de Ven MFC, Mix design considerations for Foamed Bitumen mixtures, 7th Conference on Asphalt pavements for southern africa, 1999.
(4) Cementitious Stabilisers in Road construction, Draft TRH 3, Technical Recommendations for Highways. Republic of South Africa, 1986.
(5) Theyse HL, Overview of the south african Mechanistic pavement Design analysis Method, divisional publication DP-96/005, Transportek CSIR Pretoria, March 1996.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

"RECICLADO CON CEMENTO: CONSTRUCCIÓN. APLICACIONES EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS. PONENCIA RESUMEN

SESSION 6: "RECYCLING WITH CEMENT: CONSTRUCTION. AIRPORTS AND ROADS APPLICATIONS. SUMMARY REPORT

C. Bartolomé Marín
Dirección General de Carreteras
Ministerio de Fomento
Paseo de la Castellana, 67 (Despacho A-888),
28071 Madrid (España)
cbartolome@mfom.es

RESUMEN

Dentro de la sesión 6 de este simposio titulada: “ Reciclado con cemento: Construcción. Aplicaciones en carreteras y aeropuertos”, se han recibido varias comunicaciones. El objeto de esta comunicación es realizar un resumen de las mismas.

ABSTRACT

At session 6: “Recycling with cement: Construction. Airports and roads applications”, many papers have been received. This report aims to summarise all these papers.

PALABRAS CLAVE

Reciclado, firme, in situ, cemento, construcción.

KEY WORDS

Recycling, pavement, in situ, cement, construction.

SESIÓN 6: "RECICLADO CON CEMENTO: CONSTRUCCIÓN. APLICACIONES EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS".

PONENCIA RESUMEN.

En la sesión 6 de este simposio internacional "Reciclado con cemento: Construcción. Aplicaciones en carreteras y aeropuertos" se han recibido 13 comunicaciones, todas de gran interés. Desgraciadamente resulta imposible, por problemas de tiempo, la exposición oral de todas ellas, por lo que se va a realizar a continuación un breve resumen de las mismas para que posteriormente algunas de ellas sean presentadas por sus autores.

El texto completo de todas las comunicaciones de esta sesión se ha recogido en la publicación del simposio, donde podrán encontrar todos los detalles que deseen sobre las mismas. Digo esto en disculpa de los que no podrán presentar su comunicación y también para aquellos que la presenten ya que el tiempo para ello será muy breve y no tendrán más remedio que ser sintéticos y presentar un esbozo de la misma.

Las comunicaciones de esta sesión se pueden clasificar en cuatro grupos:

- MAQUINARIA:
  - Equipos para la ejecución de obras de estabilización y de reciclado con cemento. (Jofré – España).
  - Métodos de dosificación e integración de cemento en la tecnología de reciclado in situ. (Bonvallet y Cipriani – Italia).
- EXPERIENCIAS Y REALIZACIONES:
  - Reciclado in situ con cemento. Experiencia belga. (Jasienski y Reus – Bélgica).
  - Reciclado del firme en varios tramos de la carretera estatal N-630 en la provincia de Cáceres. (Blanco - España).
  - Evaluación mediante el ensayo con molde K de una capa de base de árido de machaqueo de una pista de aeropuerto tratada con cemento, cemento y espuma de betún o cemento y emulsión bituminosa. (Semmerlink, Liebenderg y Botha – Sudáfrica).
  - Comparación entre reciclado in situ con cemento y espuma de betún o emulsión en la carretera "vanguard drive" en Sudáfrica. (Jenkins y Van de Ven – Sudáfrica).
  - Experiencia en Irán sobre reciclado in situ. (Mogahdas – Irán).
  - Experiencia de reciclado en frío en la República Checa. (Stehlik, Varaus y Kudrna – República Checa).
- PREFISURACIÓN:
  - Fisuración inducida en capas tratadas con cemento en Hungría. (Liptay – Hungría).
  - Prefisuración en bases de carreteras mediante disco de corte y cemento para usos especiales. (Sommer y Pichler – Austria).
  - Juntas activas. (Roffe – Francia).
  - Funcionamiento en servicio de tramos de ensayo a escala real de capas tratadas con cemento con prefisuración en el Reino Unido. (Ellis y Dudgeon – Reino Unido).
- COSTES:
  - Análisis de costes de las unidades de reciclado y estabilizado in situ con cemento. (López-Bachiller – España).

1 COMUNICACIONES SOBRE MAQUINARIA

1.1 Equipos para la ejecución de obras de estabilización y de reciclado con cemento. (Jofré – España)

En esta comunicación se realiza una exposición detallada de la maquinaria específica de estabilización de explanadas y reciclado in situ con cemento que ha evolucionado extraordinariamente en los últimos años.

Distribuidores de conglomerante

La distribución del cemento debe hacerse de forma mecanizada, dejando la distribución manual para obras de muy poca importancia.

Existen equipos de distribución del cemento tanto en forma de polvo como en forma de lechada. Estos últimos tienen ventajas por su precisión en la dosificación y porque al no afectarles la existencia de viento tienen menor repercusión en el medio ambiente.

Estabilizadoras y recicladoras

Los equipos más sencillos son los que tienen un rotor alojado en una carcasa situada en la parte central del equipo y en la que se realizan todas las operaciones de disgregación, distribución del cemento y mezcla con el mismo.

Otro tipo de equipos son los derivados de las fresadoras de firmes, pero que a diferencia de éstas, además de escarificar el material, realizan un mezclado del mismo con cemento y agua, es decir, el rotor realiza las operaciones de disgregación y mezcla.

En un escalón superior se encuentran los **equipos concebidos expresamente para obras de reciclado** que realizan esas operaciones por separado: la disgregación mediante un rotor transversal con picas de widia, y la mezcla mediante un eje longitudinal dotado de paletas.

Por último, existen máquinas recicladoras que cuentan además con una machacadora y realizan la mezcla con el conglomerante como una planta móvil, a través de un doble eje de paletas.

Equipos para la ejecución de juntas en fresco

Se ha comprobado la importancia de realizar juntas en fresco en las capas recicladas con cemento, para paliar los problemas de retracción (hay varias comunicaciones en esta sesión que tratan este asunto). Paralelamente han surgido distintos equipos que ejecutan la prefisuración y que pueden clasificarse según su profundidad y la inclusión o no de algún tipo de elemento en el surco a medida que se va formando el mismo.

1.2 Métodos para dosificación e integración de cemento en la tecnología de reciclado in situ. (Bonvallet y Cipriani – Italia)

En esta comunicación se exponen tres problemas que hay que resolver durante la ejecución del reciclado en frío y las soluciones que ofrecen las distintas tipologías de maquinaria existentes.

Los problemas planteados son: asegurar la granulometría y sobre todo eliminar material con tamaño superior al establecido; ajustar la dosificación del cemento a la cantidad de material reciclado en seco; y conseguir que todos los materiales se mezclen convenientemente.

Finalmente se describe el tren de reciclado desarrollado por Marini. Este equipo dispone de una criba intermedia entre los dispositivos de disgregación y los de mezclado que rechaza los elementos con tamaño superior al establecido y los devuelve al tambor de disgregación. Otra característica de este equipo es que pesa el material disgregado antes de pasarlo a un mezclador de paletas de doble eje y ajusta la dosificación de cemento y agua en función del peso real del material seco.

2 COMUNICACIONES SOBRE EXPERIENCIAS Y REALIZACIONES

Este grupo de comunicaciones presenta las experiencias acumuladas de distintos países y detallan las características de obras concretas realizadas con la técnica de reciclado in situ con cemento.

2.1 Experiencia belga en reciclado con cemento. (Jasienski y Reus – Bélgica)

En esta comunicación se resumen las realizaciones llevadas a cabo en Bélgica desde el año 1989 con un total de casi 302.000 m^2 y se detallan los puntos mas importantes del Manual de ejecución y del Pliego de Prescripciones técnicas publicados por la Administración Belga para promover el uso de la técnica de reciclado con cemento.

También se hace un análisis de las ventajas económicas y medioambientales que conlleva esta técnica.

Entre lo más destacado de las especificaciones está:

Respecto al material a reciclar:

- Limitación del espesor de material bituminoso a un tercio del espesor total a tratar.
- Cumplimiento de la curva granulométrica de la ecuación Talbot ($y = 100 \cdot (d/D)^{0,4}$, siendo y el pasa por el tamiz d y D el tamaño máximo en mm) con una tolerancia de $\pm$ 5%.
- Limitación a 80 mm del tamaño máximo del material granular.

Respecto a la unidad terminada:

- Capacidad de carga expresada mediante el módulo de deformación obtenido en ensayo de carga con placa de 200 cm^2 mayor o igual a 110 MPa.
- Resistencia a compresión de testigos, ensayados al menos a la edad de 90 días, con valor medio de 8 MPa y valores individuales superiores a 6,5 MPa.

2.2 Reciclado del firme en varios tramos de la carretera estatal N-630 en la provincia de Cáceres. (Blanco - España).

En esta comunicación se expone la ejecución de una obra llevada a cabo en 1995 en una carretera de tráfico medio alto (cercano a los 800 vehículos pesados/día, categoría de tráfico pesado en España T2), consistente en la rehabilitación del firme mediante reciclado in situ con cemento simultáneamente a un ensanche de la plataforma, en un total de 36 m.

Se trata del reciclado en un espesor total de 25-30 cm de los cuales unos 16-23 cm corresponden a mezclas bituminosas degradadas y envejecidas y unos 5-13 cm a materiales granulares subyacentes muy heterogéneos.

El firme presentaba una marcada heterogeneidad transversal (con un núcleo central de 6 m de anchura con sucesivos recrecimientos de mezcla bituminosa y unos ensanches laterales deficientes) y longitudinal (capas granulares subyacentes que en algunos tramos son de buena calidad y en otros están constituidos por áridos diversos con plasticidad considerable y con explanadas también de peor calidad).

Un aspecto relevante sobre el reciclado como es la prefisuración se realizó en un tramo de prueba.

A continuación se presentan tres comunicaciones que recogen la técnica de reciclado in situ con un ligante bituminoso, ya sea emulsión ya sea espuma de betún, y con cemento. Aunque se trata mas bien de reciclado in situ con ligante bituminoso, y el empleo de cemento se basa únicamente en la necesidad de alcanzar resistencia o capacidad de soporte de la capa a corto plazo, son comunicaciones interesantes y el gran número de comunicaciones presentadas es indicativo de la cada vez mayor aplicación conjunta de ambos materiales.

El cemento se incluye en la mezcla reciclada para mejorar la curva de evolución de resistencia, para contribuir a la rotura de la emulsión y para mejorar la resistencia a aumentos de humedad.

La primera de estas comunicaciones:

2.3 Evaluación mediante el ensayo con molde K de una capa de base de árido de machaqueo de una pista de aeropuerto tratada con cemento, cemento y espuma de betún o cemento y emulsión bituminosa. (Semmerlink, Liebenderg y Botha – Sudáfrica)

Describe las obras de rehabilitación de una pista de aterrizaje en el aeropuerto de Johannesburgo en Sudáfrica.

El pavimento original, con 12 cm de mezcla bituminosa y 24 cm de árido triturado, presentaba un avanzado estado de deterioro (baches y fisuración generalizada en piel de cocodrilo con contaminación por ascensión de finos de la capa inferior) y estaba prácticamente agotado estructuralmente.

Se consideraron tres alternativas para la rehabilitación: reciclado con cemento, reciclado con espuma de betún y cemento y reciclado con emulsión bituminosa y cemento. Para seleccionar la alternativa mas adecuada se hizo un estudio previo mediante un ensayo denominado "ensayo dinámico con molde K".

Las tres soluciones superaron en el ensayo el número de ciclos de carga esperado para la vida del firme y se consideraron válidas desde el punto de vista de la deformación permanente.

Se desechó la alternativa de reciclado con cemento por aspectos relacionados con la fisuración por retracción, aunque fue la que más ciclos de carga soportó en el ensayo.

Se eligió la solución de emulsión con cemento frente a la espuma de betún con cemento por criterios económicos, aunque ésta admitió mas ciclos de carga.

La solución adoptada finalmente para la rehabilitación fue por lo tanto un reciclado del firme existente con adición de un 1,8 % de emulsión bituminosa y un 2 % de cemento. La adición de cemento contribuye fundamentalmente a la obtención de altas resistencias iniciales.

La base de árido triturado fue reciclada en dos capas de 12 cm cada una utilizando equipos de construcción convencionales en lugar de maquinaria de reciclado in situ. La base reciclada fue cubierta por una capa de material tratado con betún asfáltico de 7,5 cm y una capa de rodadura de mezcla bituminosa de 5 cm.

La segunda comunicación:

2.4 Comparación entre reciclado in situ con cemento y espuma de betún o emulsión en la carretera "vanguard drive" en Sudáfrica. (Jenkins y Van de Ven – Sudáfrica)

Describe la experiencia obtenida en la rehabilitación de una carretera en Sudáfrica.

La carretera a rehabilitar presentaba un avanzado estado de deterioro (fisuración extensiva en malla con contaminación de finos de las capas inferiores y roderas de hasta 30 mm). El firme existente consta de una capa de rodadura de mezcla bituminosa de 8 cm de espesor, una base granular de buena calidad con espesor variable de 9 a 22 cm y una subbase de 30 cm.

Como solución de rehabilitación se adoptó un reciclado in situ con emulsión bituminosa y cemento de 30 cm de espesor. De nuevo en este caso, la adición de cemento a la mezcla reciclada fue para proporcionar suficiente resistencia inicial, debido a que se necesitaba dar paso al tráfico en la capa reciclada una vez terminada la compactación y antes de la extensión de las capas superiores de mezclas bituminosas de base y de rodadura.

Por otra parte, se realizó un estudio de investigación en tramos de prueba entre las soluciones de reciclado con emulsión (e) y cemento (c) (2% de e y 1,5% de c) y de espuma de betún (eb) y cemento (c) (1,5% de eb y 1,5% de c), estudiando también la eficacia del riego de emulsión en la superficie acabada para disminuir el desprendimiento de materiales, la comparación del aparato nuclear troxler y el método de la arena y la formación potencial de roderas en mezclas recicladas sometidas a tráfico desde edades tempranas, mediante un denominado APT (*Accelerated Pavement Test)*.

Como conclusiones al estudio realizado se establece:

- Para **medir densidades** en obra el método nuclear es apropiado, sin embargo para determinar la **humedad** es necesario el secado en estufa de las muestras.
- Las **deformaciones permanentes** que aparecen en la capa reciclada por someterlas prematuramente a la acción del tráfico dependen principalmente de la compactación y del contenido de humedad mas que del tipo de ligante. La inclusión de cemento reduce la humedad y por lo tanto mejora la resistencia a la formación de roderas, aparte del aumento de rigidez que produce el cemento, que no ha sido objeto de estudio.
- El **desprendimiento de materiales** en una capa tratada con espuma depende en gran medida del acabado de la superficie y del contenido de humedad. Para limitarlo se deben fijar límites superior e inferior al contenido de humedad.
- **El riego de protección con emulsión de la superficie terminada es fundamental** en el caso de que se de paso al tráfico inmediatamente después de la construcción. Contribuye a minimizar la pérdida de material de la superficie.

La tercera de las comunicaciones sobre el uso del cemento con ligantes bituminosos es:

2.5 Experiencia en Irán sobre reciclado in situ. (Mogahdas – Irán)

Que presenta el caso de una obra de reciclado in situ en un tramo de carretera de 58 km en Irán. El firme existente antes de la actuación llevaba en servicio 20 años y presentaba fisuración en malla, transversal, longitudinal y roderas. El espesor del firme era muy variable, desde 24 a 55.

La explanada está formada por suelos A4 a A6 según la clasificación AASHTO. La subbase tiene un exceso de finos y de contenido de humedad y baja densidad.

Hay que resaltar que, en esta zona, 54 días al año se registran temperaturas mínimas de -20°C y en 60 días al año temperaturas máximas de +45°C.

Como solución para la rehabilitación se eligió un reciclado in situ de 30 cm de espesor con adición de espuma de betún en porcentajes variables de 1,5 a 4 % y de cemento con 1,7 % de dosificación máxima.

El procedimiento constructivo llevado a cabo fue:

- Escarificado de 12 a 15 cm de la capa superior

- Reciclado de 30 cm mediante la recicladora WR255 con disgregación y mezcla con la espuma de betún y el cemento en una operación simultánea.
- Compactación con rodillo de pata de cabra y nivelación.
- Compactación final con rodillo metálico liso.
- Extendido de capa superior de 25 cm de espesor.

2.6 Experiencia de reciclado en frío en la República Checa. (Stehlik, Varaus y Kudrna – República Checa)

Esta comunicación describe dos experiencias llevadas a cabo en la República Checa.

La primera de ellas corresponde al reciclado de un firme de 40 cm de espesor, que estaba constituido por capas granulares reforzadas en dos ocasiones con macadam de penetración. La solución de rehabilitación aplicada consistió en el reciclado in situ de 30 cm de espesor con un 4 % de cemento. Sobre la capa reciclada se dispusieron 10 cm de mezcla bituminosa.

Tras nueve años en servicio se observó que el pavimento presentaba fisuración en malla y deformaciones locales y en algunos puntos fisuración transversal y longitudinal. Se realizaron estudios para determinar la capacidad de soporte del firme, junto con extracción de testigos y apertura de calicatas, llegando a la conclusión de que la explanada tenía una capacidad de carga insuficiente y que el material reciclado estaba en su mayor parte sin mezclar con el cemento.

La otra obra que se describe corresponde a un reciclado con emulsión bituminosa y cemento.

La sección del firme antes de la obra tenía 20 cm de capas bituminosas, 25 cm de rechazo de minería estabilizado con cemento y subbase de 30 cm de escoria. Presentaba fisuración transversal y grandes deformaciones verticales originadas por la existencia de antiguas minas en el subsuelo de la carretera. También había problemas de hinchamiento del relleno del material de rechazo de minería.

Se retiraron los 10 cm superiores de capa bituminosa que se llevaron a central para su reciclado en caliente, y el resto se recicló in situ con un 3 % de cemento y un 3,5 % de emulsión bituminosa. Sobre la capa reciclada se extendieron 10 cm de mezcla bituminosa.

3 COMUNICACIONES SOBRE PREFISURACIÓN

3.1 Fisuración inducida en capas tratadas con cemento en Hungría. (Liptay – Hungría)

Esta comunicación presenta los resultados de un estudio de investigación sobre la aparición de fisuras en carreteras con materiales tratados con cemento. En este estudio se examinaron 15 secciones diferentes de carreteras con una longitud total de 58 km.

En cinco de ellas no se había dispuesto ningún método para reducir la aparición de fisuras; dos se habían realizado con pavimento invertido; dos con microfisuración; dos con

prefisuración; una con sistema antirreflexión de fisuras tipo geotextil; y tres con prefisuración mas tratamiento antirreflexión.

En las secciones que no disponían de ninguna medida relacionada con la fisuración, se analizó la posible relación entre la aparición de fisuras y la distancia entre ellas y la resistencia de la capa tratada con cemento.

Para la ejecución de la prefisuración se ha adaptado un elemento de corte a una pala cargadora frontal estándar y un depósito de emulsión bituminosa para poder introducir este producto en las juntas.

Realizado el estudio se obtienen las siguientes conclusiones:

- La disminución de la resistencia no influye ni en la formación de fisuras ni en la separación entre ellas.
- La técnica de prefisuración parece ser el mejor método para crear fisuras localizadas
- Sin embargo en capas en las que se realice prefisuración deben restringirse los movimientos verticales mediante un adecuado diseño del firme y de la capacidad de carga de la explanada.
- La prefisuración por si sola no es suficiente para prevenir la reflexión de fisuras en el pavimento aunque contribuye a aminorar el problema. Por lo tanto es necesario además interponer un material adecuado entre las capas bituminosas y las de cemento, que disminuya y absorba las tensiones.

3.2 Prefisuración en bases de carreteras mediante disco de corte y cemento para usos especiales. (Sommer y Pichler – Austria)

En esta comunicación se expone la experiencia en Austria sobre la realización de juntas en fresco mediante disco de corte acoplado a un rodillo. Al interesar la junta, con este método, únicamente un tercio del espesor de la capa, se establece la necesidad de tomar alguna medida adicional que asegure que se forman juntas en todas las entallas a una edad temprana. Como solución a este problema se analizan las ventajas de usar cementos especiales, que desarrollan inicialmente menos resistencia que los cementos normales y favorecen la formación de juntas en los primeros días.

3.3 Juntas activas. (Roffe – Francia)

Esta comunicación presenta otra solución al problema de si las juntas creadas en fresco volverán a cerrarse tras el paso de los rodillos o de si, aun sin cerrarse, el debilitamiento que provoquen será suficiente para que se forme una junta en todas ellas. El sistema de juntas activas consiste en introducir verticalmente, dentro del espesor de la capa reciclada, un perfil ondulado de PVC. Este perfil se coloca transversalmente cada 3 m. Su forma sinusoidal hace posible la continuidad frente a las cargas de tráfico de las losas que se forman, y por lo tanto, se puede reducir el espesor de la capa reciclada. Esta técnica se ejecuta mediante maquinaria específica.

3.4 Funcionamiento en servicio de tramos de ensayo a escala real de capas tratadas con cemento con prefisuración en el Reino Unido. (Ellis y Dudgeon – Reino Unido)

En 1996 se construyeron en cuatro localizaciones distintas del Reino Unido, tramos experimentales con doce secciones en total, de bases tratadas con cemento en las que se ha incluido algún tipo de prefisuración.

La prefisuración se ha realizado con cuatro técnicas distintas: placa vibratoria, método CRAFT, método OLIVIA, y guillotina. En todos los tramos hay secciones sin fisurar que sirven de sección de control para analizar los resultados.

Desde 1996 a 2001 se ha llevado a cabo un seguimiento de estos tramos. Se han realizado inspecciones visuales y extracción de testigos de cara a analizar la efectividad de las técnicas de prefisuración como inhibidoras de la reflexión de fisuras. También se han hecho mediciones sobre deflexiones y perfil longitudinal para evaluar si los firmes prefisurados tienen menor rigidez y capacidad estructural que aquellos en los que no se han inducido fisuras.

Las conclusiones de este estudio han servido para la inclusión de especificaciones sobre prefisuración, en el Pliego de Prescripciones para Obras de Autopistas, publicado en el Reino Unido.

Se pretende también corregir los diseños de secciones de firme con estos criterios, proponiendo disminuciones de espesor de las capas bituminosas superpuestas.

4 COMUNICACIONES SOBRE COSTES

4.1 Análisis de costes de las unidades de reciclado y estabilizado in situ con cemento. (López-Bachiller – España)

En esta comunicación, se hace una descomposición elemental de los costes en materiales, mano de obra y maquinaria, analizando los factores que influyen en la composición del precio final.

En ella se dan los datos necesarios para determinar el precio de reciclado in situ con cemento por m^2 de superficie, en una obra de 100.000 m^2 en la que se trata con un 3 % de cemento una capa de 20 cm de espesor. El árido a estabilizar se supone con una curva granulométrica bien graduada, con tamaño máximo de 10 cm y ligeramente plástico.

Puesto que luego se va a tener la oportunidad de escucharla de su autor, únicamente señalar como especialmente interesantes las conclusiones que se establecen en cuanto a los rendimientos que se pueden obtener de la maquinaria.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

RECICLADO DEL FIRME EN VARIOS TRAMOS DE LA CARRETERA ESTATAL N-630 EN LA PROVINCIA DE CÁCERES (ESPAÑA)

PAVEMENT RECICLYNG ON SEVERAL ROAD SECTIONS OF THE NATIONAL ROAD N-630 IN THE PROVINCE OF CACERES (SPAIN)

José Manuel Blanco Segarra
Ingeniero Jefe de la Unidad de Carreteras de Cáceres.
Unidad de Carreteras de Cáceres (Ministerio de Fomento)
Plaza de los Golfines, nº6
10071 Cáceres (España)
jblaseg@ciccp.es

RESUMEN

El autor de esta comunicación expone la experiencia llevada a cabo en 1995 por la Administración de Carreteras del Estado consistente en la ejecución, en la provincia de Cáceres, de un reciclado de firme con adición de cemento simultáneamente a un ensanche de la plataforma, en un total de 36 km de la carretera estatal N-630 a lo largo de diversos tramos comprendidos entre los pp.kk. 425,091 y 514,850, esto es, entre el límite con la provincia de Salamanca y el sur de la localidad de Cañaveral, cercana al río Tajo.

Se han reciclado conjuntamente y en un espesor total de 25-30 cm, una media de 16-23 cm de antiguas y degradadas mezclas bituminosas y 5- 13 cm de materiales granulares subyacentes muy heterogéneos. El conjunto se ha reforzado con 10 cm de mezcla bituminosa en caliente convencional.

Se detallan las características del firme y pavimento de la carretera, los motivos de que se escogiese esta solución, su predimensionamiento analítico y posterior ajuste, el procedimiento de ejecución y algunos resultados obtenidos especialmente en lo relativo a resistencias a compresión y módulos alcanzados.

ABSTRACT

The author of this paper reports on a work carried out in 1995 by the Spanish Road Administration, in the province of Cáceres, coinsisting in an “in situ” pavement recycling using cement, and the simultaneous widening of the carriageway, in a total length of 36 km on several road sections of the National Road N-630, between the border with the province of Salamanca and the south of the village of Cañaveral (close to Tajo river)

A thickness of 25-30 cm of the existing pavement was recycled, consisting of an average of 16-23 cm of old and degraded bituminouse mixes and 5-13 cm of very heterogeneous granular materials. On the recycled layer a wearing course of bituminous mix, 10 cm thick, was spread

It is described in detail the characteristics of the existing road’s pavement, the reasons for adopting this solution, the analytic pre-design and further adjustment, the carrying out process and some results, specially on compressive strength and elasticity modulus.

PALABRAS CLAVE

reciclado, in situ, cemento.

KEY WORDS

recycling, in situ, cement.

1.- INTRODUCCIÓN

La carretera estatal N-630 denominada de Gijón al puerto de Sevilla transcurre, siempre en sentido norte – sur y paralela a la frontera con Portugal, desde la costa norte de España con el mar Cantábrico hasta el oeste de Andalucía, cruzando sucesivamente las provincias de Asturias, León, Zamora, Salamanca (sede de este Simposio), Cáceres y Badajoz alcanzando la de Sevilla tras un corto tramo en la de Huelva, constituyendo así un eje vertical vertebrador del oeste de España, por lo que el Ministerio de Fomento está llevando a cabo en la actualidad las obras para la conversión de su itinerario en la nueva Autovía A-66.

Hace una década en la provincia de Cáceres, los 127 km comprendidos entre el norte de la provincia y la ciudad de Cáceres, padecían un progresivo deterioro bajo la acción del tráfico y los efectos de las ocasionales lluvias torrenciales, unido a un bajo nivel de servicio pues su trazado en los 90 km situados más al norte databa de los años 60 del siglo XIX y su por lo que la Dirección General de Carreteras decidió realizar en los mencionados 127 km:

- Acondicionar dos tramos que podrían, tal vez, servir en parte como primera calzada de una futura Autovía, esto es, desde el sur de Aldeanueva del Camino (en p.k. 441,500) hasta el norte de Plasencia (en p.k. 463,400) y desde el sur de Plasencia (en p.k. 477,900) hasta un punto al norte de Cañaveral (en p.k. 500,038).
- Llevar a cabo obras de Conservación en el resto de los 127 km.

A su vez las actuaciones de Conservación se dividieron en dos obras debido a que claramente se distinguían los siguientes dos tramos:

- Desde el L.P. con Salamanca (en p.k. 425,091) hasta un punto al sur de Cañaveral (en p.k. 514,850), excluidos los mencionados dos tramos a acondicionar
- Desde dicho punto hasta la ciudad de Cáceres (en p.k. 553)

pues en el primero el trazado y la mayor parte de las capas granulares del firme databan del siglo XIX, mientras que en el segundo se habían realizado actuaciones de envergadura entre mediados de los 60 y de los 70 del siglo XX.

En adelante nos referiremos exclusivamente al primero de estos dos tramos, por ser en el que la Dirección General de Carreteras decidió la actuación objeto de esta comunicación, ya que en el segundo, por reducirse sus principales problemas a la vejez y escasez de las mezclas bituminosas se adoptó la solución de reciclado en frío, in situ, con adición de emulsión modificada y refuerzo con MBC convencional.

2.- HISTORIAL Y DATOS BÁSICOS DEL TRAMO OBJETO DE ESTA OBRA

Las únicas actuaciones en la zona norte habían sido que en 1992 entró en servicio la Variante de Plasencia, entre los pp.kk. 466,480 y 474,500, pasando a denominarse la travesía como “antigua N-630”, esto es, N-630 (a) y que desde el extremo sur de dicha Variante y durante un corto tramo de poco más de 1 km, se construyó hace unos 40 años una segunda calzada (la derecha), con pavimento de hormigón en masa al cual posteriormente, por su generalizada rotura, se reforzó con mezclas bituminosas en caliente (en adelante MBC).

Como se confirmó mediante trabajos de campo, la carretera tenía originalmente unos 6,0 m de un afirmado de capas granulares de espesor variable entre 20 y 50 cm, consistentes en macadam granítico recebado o zahorras artificiales de muy diferentes procedencias y calidades, siendo el cimiento del firme (explanada) concordante con los suelos de los terrenos circundantes: graníticos hasta Plasencia y pizarrosos al sur. A lo largo de las décadas del siglo XX, se extendieron sucesivos tratamientos superficiales y refuerzos (recrecidos) con mezclas bituminosas en frío (MBF) y en caliente (MBC), en capas de pequeño espesor. La calzada se ensanchó ligeramente a unos 6,5 – 7,0 m mediante cuñas laterales muy escasa y deficientemente afirmadas.

El drenaje longitudinal, en general era deficiente por ser sus cuentas insuficientes y prácticamente carecerse de drenaje profundo.

En cuanto al tráfico, era de 4.000 a 7.000 vehículos diarios, con un porcentaje de pesados entre el 18% y el 29%, siendo menor el tráfico entre el L.P. con Salamanca y Plasencia que de Plasencia hacia el sur. La categoría de tráfico era, según la clasificación española, un T2 alto (la categoría máxima entonces vigente era la T0 y la mínima, la T4).

La climatología es más templada y con mayores precipitaciones al norte de Plasencia que al sur, donde es extremadamente cálida, pero en toda la zona hay años de lluvias muy intensas, que llegan a ser catastróficas, seguidos de años de gran sequía.

3.- RECONOCIMIENTOS PREVIOS Y SELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN

3.1. División de la obra en diversos Tramos y subtramos.

Teniendo en cuenta las obras de acondicionamiento y las características de la carretera, **se dividió la obra en los siguientes cinco tramos principales:**

- Tramo I: Del p.k. 425,091 (L.P. con Salamanca) al p.k. 441,500 (al sur de Aldeanueva de Camino). En este tramo I se encuentran las travesías de Baños de Montemayor y de Aldeanueva del Camino.
- Tramo II: Del p.k. 463,400 al p.k. 466,480, esto es, desde un punto situado al norte de Plasencia hasta el extremo norte de la Variante de la N-630 en Plasencia.
- Tramo III: Del p.k. 471,913 al p.k. 474,500 de la N-630 (a), esto es, la travesía de la antigua N-630 en Plasencia, de la cual a su vez se extrajo, para ser objeto de otra actuación de tipo más urbano, su tramo central.
- Tramo IV: Del p.k. 474,500 al p.k. 477,900, esto es, el corto tramo de calzada duplicada que atraviesa el Polígono Industrial de Plasencia más la continuación de la N-630, ya con calzada única hacia el sur.
- Tramo V: Del p.k. 500,038 al p.k. 514,850, esto es, desde el denominado “puerto de los Castaños” hasta el sur de Cañaveral, e incluye su travesía.

la cual se incluyó en el Programa de Conservación, con la clave 32-CC-2500, y se adjudicó a la empresa española ahora denominada “NECSO ENTRECANALES CUBIERTAS S.A.”.

3.2.- Firmes existentes. Gran heterogeneidad longitudinal y transversal. Características de los firmes y causas de sus defectos.

Los pavimentos estaban agrietados, deformados y contaminados (presencia de finos plásticos en sus grietas) y transversalmente, el firme se componía de un antiguo "núcleo central" de unos 6 m de anchura que fue objeto de sucesivos refuerzos con capas bituminosas y unos pequeños ensanches laterales deficientemente afirmados y pavimentados, casi rotos.

Mediante inspección visual y análisis del historial y deflexiones, se predeterminaron zonas homogéneas para programar las campañas de toma de testigos, ejecución de calicatas y ensayos de los materiales obtenidos, para conocer las características de la carretera, las causas de sus problemas y servir a su vez de base para la selección de las alternativas de actuación.

Según se obtuvo de los testigos y calicatas realizados los espesores totales de mezclas bituminosas eran de 16 a 23 cm, e incluso superiores y que **el afirmado medio existente en los 6,0 m centrales de la plataforma (en adelante "núcleo central")** era:

- 2,5 a 9 cm de MBF (en 1 o 2 capas).
- 11,5 a 20 cm de MBC (en 3 o 4 capas).
- 20 a 50 cm de zahorra artificial o macadam recebado.

En algunos tramos eran dos las capas granulares y en los otros una y los mayores espesores totales estaban en los tramos de peor explanada seguramente porque en el pasado ya se apreciaba que eran las zonas con peor comportamiento. Las capas granulares superiores estaban antiguamente tratadas mediante riegos asfálticos para evitar la formación de polvo.

La heterogeneidad longitudinal del afirmado de la carretera y sus explanadas (cimiento del firme) era muy grande como se refleja en el siguiente Cuadro:

TRAMO	**I**	**II**	**III**	**IV.1 (izqda.)**	**IV.2 (dcha.)**	**IV.2**	**V.1**	**V.2**	**V.3**
MBF Capas:	3 cm (1)	4 cm (1)	3,5 cm (1)	3,5 cm (1)	3,5 cm (1)	4 cm (1)	2,5 cm (1)	-	9 cm (2)
MBC Capas	15 cm (3)	15 cm (3)	15 cm (3)	17 cm (3)	7-14 cm (2-3)	19 cm (3)	14 cm (3)	20 cm (4)	11,5 cm (2)
Hormigón	-	-	-	-	18 cm (roto)	-	-	-	-
Capa granular I	25 cm granito	20-30 cm granito	22 cm grauwaca	35 cm grauwaca	42 cm grauwaca	19 cm grauwaca	25-30 varios	10 cm varios	35 cm cuarcitas
Capa granular II	-	-	27cm cuarzo	-	-	20 cm cuarzo	-	17 cm cuarzo	-
Explanada	E2 jabres	E2 Jabres	E1 o tolerable	E1 o tolerable	E1 o tolerable	E1 o tolerable	E1 o tolerable	E1	E1 o tolerable

Los “varios” que figuran en la capa granular I de los subtramos V.1 y V.2 son: grauwacas, sílices y cuarzos (en el subtramo V.1) y cuarcitas y cuarzos (en el subtramo V.2).

Aclaramos a aquellos colegas extranjeros que no estén familiarizados con la normativa y/o terminología técnica española que la explanada puede definirse como “cimiento del firme” (el material subyacente a la capa inferior del afirmado). La categoría inferior es E1 y la superior es la E3. Como en muchas zonas la explanada ni siquiera alcanzaba la categoría E1, las hemos denominado en el Cuadro “tolerable” por ser ésta la calificación de sus suelos para su uso en terraplenes según la normativa técnica española entonces vigente.

También existía una **importante heterogeneidad transversal debida a** la existencia del “núcleo central” de 6 m de anchura y sus ensanches y la existencia, en algunas zonas, de espesor variable de MBC en una misma sección transversal porque en el pasado se corregiría de esta manera el antiguo y excesivo bombeo (pendiente transversal) y además, las zonas de contacto entre el núcleo central y los ensanches coincidían con la rodadas exteriores de los vehículos, con los consiguientes problemas de mal comportamiento, desperfectos y necesidad de constante conservación.

Mediante la extracción de testigos y ensayos se confirmó que bajo el pavimento formado por capas delgadas de MBF que parcialmente ocultaban a la vista las deficiencias de las subyacentes, las capas de MBC (con antigüedades de 20 a 25 años) eran de pequeño espesor, estaban despegadas y con finos plásticos procedentes de las capas inferiores que rellenaban sus grietas y fisuras, y que su dotación de ligante bituminoso, envejecido y con índices de penetración inferiores a 10, era entre el 3,5% y el 4,9%.

Las capas granulares en los Tramos I y II eran de buena calidad (aunque con alguna plasticidad) colocadas sobre explanadas de escasa plasticidad, mientras que en los restantes Tramos además de estar constituidas por áridos muy diversos, tenían una plasticidad considerable y sus explanadas eran peores (pizarrosas e incluso arcillosas).

En conclusión **las principales causas del mal estado de la carretera eran:**

- Mal drenaje de la carretera por insuficientes cunetas, ausencia de drenaje profundo y plasticidad de las capas granulares de los ensanches e incluso del núcleo central.
- La mencionada plasticidad de las capas granulares que, en algunas zonas, tenían además espesores excesivamente reducidos.
- La mala o nula adherencia entre si de los sucesivos extendidos de capas de MBC sumados al pequeño espesor de las mismas y su gran antigüedad

3.3.- Objetivos que se pretendían lograr mediante la obra a realizar. Selección del tipo de solución a adoptar.

Por lo expuesto y como no existían itinerarios alternativos adecuados para desviar la circulación durante la obra, había premura en **adoptar una solución que lograse:**

- Rapidez de ejecución.
- Aminorar o eliminar de las heterogeneidades longitudinal y transversal.

- Resolver el mal afirmado de los estrechos ensanches laterales.
- Ensanchar en lo posible la plataforma (sin acudir a expropiaciones).
- Reducir de manera sustancial los futuros gastos y tareas de conservación.

Si bien inicialmente se pretendió adoptar la solución, entonces convencional, de proceder a un **generalizado refuerzo con MBC (del orden de 18 cm e incluso superior)**, se apreciaron los siguientes **importantes inconvenientes:**

- Previsible rápida refracción de grietas.
- Estrechamiento adicional de la plataforma (o un mayor coste económico para subsanar este efecto).
- Rasantes excesivamente elevadas travesías y accesos a puentes y estructuras.
- Si bien alejaba algo las cargas del tráfico con respecto al firme y pavimento antiguos, dejaba latente la causa origen que motivaba la necesidad de actuar.
- Por último, la reconstrucción de los ensanches laterales, conllevaría escalones laterales de gran profundidad durante la obra, resultantes de aplicar el Catálogo de Secciones de Firme entonces vigente, recogido en la Instrucción 6.1 y 2-IC.

Por ello, se consideraron las siguientes alternativas que se estudiaron con los correspondientes Servicios Centrales de la Dirección General de Carreteras (la Subdirección General de Conservación y la ahora denominada Dirección Técnica) la cual contó asimismo con la colaboración del CEDEX (Organismo Autónomo dependiente del Ministerio):

La reconstrucción: se desechó porque aparte de su gran coste económico, supondría una gran afección a la circulación, un mayor plazo de ejecución, así como el consumo de importantes volúmenes de materiales y la necesidad de formación de vertederos, con los consiguientes efectos negativos medioambientales.

Fresar y reponer las mezclas bituminosas: si bien no presentaba algunos de los inconvenientes anteriores, no resolvía las malas características de muchas de las capas granulares y exigiría una actuación en los ensanches idéntica al caso de refuerzo.

Reciclar en diversos espesores mediante adición de cemento o de emulsión: permite corregir las capas defectuosas del pavimento e incluso de capas granulares del firme, con un coste, plazo de ejecución, afección a la circulación, consumo de materiales y efectos medioambientales inferiores.

Se optó reciclar por sus ventajas comparativas y ser una actuación curativa y no meramente paliativa o sustitutiva como las otras. Como en la Demarcación de Carreteras del Estado en Extremadura se carecía de experiencia alguna en reciclados y en España se tenía una experiencia escasa consistente fundamentalmente en reciclados en frío “in situ”, la Dirección General de Carreteras optó, con criterio prudente, por dicho procedimiento de reciclado, y concretamente mediante adición de cemento por los siguientes motivos:

- La causa del mal estado de la carretera no era únicamente la mala calidad de las MBC sus despegues, sino también plasticidad de las capas granulares.
- La técnica de adición de emulsión se ejecuta normalmente con espesores máximos de 12-14 cm (por razones de compactación y de tiempo de curado) que serían

insuficientes para actuar en la totalidad del espesor de las mezclas bituminosas, mientras que la de adición de cemento permitía actuar en espesores muy superiores
- La ejecución de los cajeos laterales había de coordinarse adecuadamente con el reciclado de tal manera que la sección transversal resultante fuese lo más homogénea posible y se pudiera realizar con rapidez.
- Al ser la solución resultante de tipo semirrígido, permite apoyar sobre un espesor relativamente pequeño de capa granular remanente lo que a su vez facilitaba resolver, como luego explicaremos, lo relativo a los ensanches laterales..
- Permite homogeneizar el afirmado tanto longitudinal como transversalmente.

Para la **ejecución de los ensanches** se adoptó la siguiente solución:

- Excavarlos y retirar los materiales de su firme y explanada, sustituyéndolos por zahorra artificial de aportación, en una profundidad a determinar.
- Reciclar conjuntamente, dicha zahorra artificial y los materiales adyacentes del núcleo central, en el ancho que alcanzasen las pasadas de la maquinaria (lo que significaba que la mitad interior del ensanche sería reciclada conjuntamente con el núcleo central y la otra mitad no, esto es, el cambio de características en sentido transversal sería en el arcén y ya no en la calzada)..
- Reforzar con el mismo espesor que en la zona central.

También es de señalar que **en una serie de zonas de la obra (fundamentalmente en algunas travesías y puentes y estructuras) se optó por otras soluciones** consistentes en fresado y reposición, sustitución del afirmado para rebajar rasantes e incluso, en un corto tramo, un mero refuerzo convencional con MBC.

Asimismo con la obra se mejoraría el drenaje longitudinal tanto superficial como profundo y se ensancharía la plataforma en lo posible en las zonas de los ensanches laterales.

4.- DIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN DE RECICLADO.

La longitud total de calzada reciclar era de 35,962 km, con el siguiente detalle:

TRAMO I	14,510 km
TRAMO II	3,025 km
TRAMO III	1,335 km
TRAMO IV	4,700 km
TRAMO V	12,392 km

4.1. Estudio de Predimensionamiento mediante Cálculo Directo y Cálculo Inverso.

Como se carecía de desarrollo normativo técnico en materia de reciclados y sus dimensionamientos, se procedió a predimensionar mediante cálculos que se ajustaron a continuación con un criterio conservador, siendo **las dos variables fundamentales** a predeterminar mediante los cálculos el **espesor a reciclar y espesor del recrecido con MBC** (ambos relativamente poco sensibles a los espesores residuales de las capas granulares subyacentes y a las características de la explanada).

Se tramificó la obra en función de la estructura de los firmes existentes y categoría de la explanada lo cual, a su vez, guardaba relación con las deflexiones obtenidas, y el **Estudio de Predimensionamiento** se realizó a partir de los resultados de las calicatas, testigos y deflexiones más una toma en campo de cuencos de deflexiones. La metodología de cálculo se basó en modelos multicapa elástico lineal, siguiéndose dos líneas de cálculo: calculo directo y cálculo inverso. En esencia el sistema se basa en evaluar la variación de la tensión en la fibra inferior del reciclado, para distintas combinaciones de espesores de reciclado y de recrecido con MBC, módulos y condiciones del firme, habiéndose estimado, a partir de una ley de fatiga, una tensión máxima admisible de tracción de 0,5 MPa y a sugerencia de la Cátedra de Caminos de la Escuela de Ingenieros de Caminos en Barcelona, se adoptó inicialmente como módulo del material reciclado el valor de 6.000 MPa

Mediante Cálculo Directo se plantearon diversas alternativas de combinación de distintos espesores, módulos, condiciones del firme y categoría de la explanada y **mediante Cálculo Inverso**, se determinaron los módulos de las capas del firme existente a partir del ajuste (mediante un modelo elástico lineal) de los cuencos de deflexión obtenidos en campo por un deflectógrafo de impactos y se plantearon diversas combinaciones de espesor de reciclado y de refuerzo que cumpliesen las condiciones tensionales necesarias en la capa de reciclado para garantizar su resistencia a fatiga.

Las **hipótesis consideradas para el análisis tensional** fueron las siguientes:

- MBC: módulo de elasticidad 6.000 MPa, coefte. Poisson: 0,35
- Material reciclado: módulo de elasticidad 6.000 MPa, coefte. Poisson: 0,35
- Material granular: módulo de elasticidad 150 MPa, coefte. Poisson: 0,354
- Explanada: módulo de elasticidad (MPa) = 10 * CBR, coefte. Poisson: 0,4

Aclaramos que el índice CBR es el resultado de un ensayo que pretende medir la capacidad portante del suelo. Simplificando mucho, en suelos tolerables es >3; en suelos adecuados (explanadas E1), > 5; en suelos seleccionados (explanadas E2) >10; en suelos seleccionados de explanadas E3 > 20. Por tanto en nuestro caso oscila entre 3 y 20.

Mediante combinaciones de supuestos de espesor de reciclado y de refuerzo, categoría de explanada, adherencia o no entre el reciclado y la capa inferior, etc., se obtuvieron gráficos que representaban la tensión tangencial resultante en la fibra inferior del reciclado. La tensión tangencial admisible se obtuvo entrando con la repetición de cargas (tráfico estimado) en la ley de fatiga y se comparó con la tensión tangencial obtenida mediante cálculo informático, considerando un valor de la resistencia a flexotracción de 1,0 MPa.

Cualquier sección de reciclado y refuerzo que diese como respuesta a la solicitación tipo una tensión tangencial inferior a 0,526 MPa en los Tramos I, II y V, y a 0,516 MPa en los Tramos III y IV sería, en principio, aceptable. Para su definición final se emplearon los gráficos de tensión – espesor de material reciclado, para cada hipótesis de espesor de refuerzo.

Con base en todo lo anterior, más lo observado en un **tramo de prueba realizado en la carretera en octubre de 1994**, se consideró inicialmente, la siguiente solución:

- En Tramos I y II: con explanadas en general E2, bastaría un reciclado de 26 cm de espesor y un refuerzo con 6 cm de MBC y para el ensanche lateral sería suficiente con ejecutar la misma sección apoyada directamente sobre la explanada existente.
- En los restantes Tramos: con explanadas E1 o peores (suelos tolerables), un reciclado de 30 cm y un refuerzo con 6 cm de MBC; y para el ensanche bastaría un reciclado de 30 cm apoyado sobre 15 cm de zahorra artificial.

4.2.- Ajuste de la sección por la Dirección General de Carreteras. Secciones adoptadas.

Se pidió consejo a la Dirección Técnica de la Dirección General, la cual manifestó, nuevamente con criterio prudente, que las secciones fuesen, como mínimo, las siguientes:

TRAMOS	**I y II**		**III, IV, V.1 y V.2**		**V.3**	
ZONA	Central	Exterior	Central	Exterior	Central	Exterior
MBC (cm)	10	10	10	10	10	10
Recicl (cm)	25	25	30	30	25	25
ZA (cm) *	-	15	-	25	-	25

(*) Dicha zahorra artificial (ZA) aportada y remanente tras el reciclado tendría como objeto garantizar una cierta uniformidad complementaria en la capacidad de soporte de la explanada.

Por tanto, las secciones resultantes en la carretera, tras la sustitución del material de los ensanches, reciclado conjunto y refuerzo con MBC, serían:

EN CALZADA Y ZONA INTERIOR DE LOS ARCENES:		
TRAMOS	**I, II y V.3**	**III, IV, V.1 y V.2**
MBC:	10 cm	10 cm
Material reciclado:	25 cm	30 cm
Material remanente:	15-30,5 cm	20-26 cm (máximo de 37 cm)
Explanada:	E2	E1 o suelos tolerables

EN LA ZONA EXTERIOR DE LOS ARCENES:			
TRAMOS	**I, II y V.3**	**V.3**	**III, IV, V.1 y V.2**
MBC:	10 cm	10 cm	10 cm
Zahorra artificial	40 cm	50 cm	55 cm
Explanada:	E2	E2	E1 o tolerables

El incremento a 10 cm del espesor de MBC se debía a que al ser zona climáticamente extrema era conveniente evitar la aparición prematura de grietas reflejadas pues los métodos analíticos suponen hipótesis de cálculo que no pueden poner de manifiesto la realidad práctica de los fenómenos de retracción hidrotérmica de materiales tratados con cemento.

También aconsejaba que las propiedades mecánicas del material reciclado fuesen tales que se alcanzasen resistencias semejantes a las especificadas para suelo-cementos, así como el cumplimiento de la Nota de Servicio de 13/05/1992 de la Subdirección General de Construcción en la que se indicaban criterios básicos sobre tipologías de cemento a emplear, dosificaciones, control y caracterización del cemento y condiciones de puesta en obra.

5.- SELECCIÓN DEL TIPO DE CEMENTO A EMPLEAR Y SU DOSIFICACIÓN

La Instrucción 6.1y2 IC prescribía que para suelo-cementos las resistencias mínimas a compresión simple debían ser, alternativamente 2,5 MPa a 7 días o 3,8 MPa a los 90 días y la Nota de Servicio de 12/06/1989 sobre dosificación de cemento en capas de firme y pavimento señala que según la 6.1 y 2 IC la alternativa de 3,8 MPa a 90 días es "*... evidentemente para cemento mixto (tipo V) manteniendo los 2,5 MPa a 7 días para otros tipos de cemento....*"

La Nota de Servicio de 13/05/1992 señala que "*... no sólo por razones de economía, sino sobre todo para evitar la fisuración, se debe emplear la menor dosificación de cemento compatible con el cumplimiento de las condiciones...*" recomendando utilizar el tipo II-35 para que el incremento de la resistencia a 90 días sobre la de 7 días sea lo menor posible.

Se nos recomendó el tipo II pues se entendía que así se garantizaría más su adecuada homogeneidad, que la dotación de cemento, en principio, no fuese inferior al 5% y que se evitasen resistencias elevadas para evitar problemas de fisuración. Mediante ensayos con distintas dotaciones de cemento tipo II-F-35 (el cual se consideró el más adecuado por sus características) se obtuvo que una adición del 5% en peso era suficiente para alcanzar las resistencias deseadas (más tarde se comprobó que en las zonas exteriores era algo excesiva).

6.- DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE EJECUCIÓN EMPLEADO EN LA OBRA.

Comenzada la demolición de los ensanches y la aportación de zahorra artificial se inició el reciclado el 10/03/1995 prolongándose hasta el 08/08/1995, siempre desde el extremo sur hacia el norte, de manera que en la zona más cálida estuviese ya realizado en los época más calurosa, para aminorar los movimientos de contracción – retracción. El proceso de ejecución del reciclado fue el siguiente:.

- Reciclado, mediante 4 pasadas de 2 m cada una y en un espesor de 25 a 30 cm, del firme del núcleo central conjuntamente con parte de la zahorra artificial recién aportada en los ensanches, mediante su fresado, adición de agua y de cemento, mezclado y homogeneización.
- Extendido y compactación del material reciclado.
- Curado y protección mediante la aplicación de emulsión y arena.

Y el equipo de maquinaria empleado para ello fue el siguiente:

- Un camión dosificador de cemento con alveolar de gran precisión regulado en función de avance.
- Dos máquinas, en paralelo, de reciclado WIRTGEN 2100 DCR con regla; con anchura de fresado de 2,0m; profundidad nominal máxima de fresado de 40 cm; potencia 610 CV y peso de 37 t, que trabajaban en paralelo con un desfase de unos 150m y un solape entre pasadas de 10-20 cm.
- Precediendo a las recicladoras se dispuso un camión cuba de agua de 25 m3 de capacidad, conectado a aquellas mediante mangueras.
- Equipo de compactación: un rodillo tándem vibratorio de 15 t y un rodillo de neumáticos de 35t (5t por rueda) con los que se realizó una enérgica compactación.

El cemento era previamente extendido sobre el pavimento por el camión dosificador y, si bien existen métodos más sofisticados, fue suficiente, comprobándose varias veces al día que la dotación era la establecida y uniforme y que la acción del viento no reducía la dotación.

El criterio establecido para la adición de agua al material reciclado fue adoptar como humedad inicial de compactación la obtenida en laboratorio como óptima del ensayo Proctor aminorándola en dos puntos porcentuales a fin de evitar problemas de exceso de humedad. Si se comprobase en obra que no se alcanzaban densidades superiores al 97% del ensayo Proctor, se procedería a incrementar paulatinamente la humedad hasta lograrlo. El esponjamiento final del material reciclado, una vez compactado era del orden de un 10%, y la superficie resultante era correcta tanto longitudinal como transversalmente y además se logró mejorar el excesivo bombeo (pendiente transversal) de algunas zonas.

Para proteger el material reciclado durante su proceso de curado se aplicaron en obra tratamientos superficiales con emulsión y áridos de sellado.

Transcurridos tres meses desde el inicio del reciclado aún no se apreciaban fisuras y ante la llegada del período cálido y temer que el tráfico pesado lo deteriorase se inició el extendido de la primera capa de MBC. Como su avance era más rápido que el del reciclado, en el extremo norte se extendió tan solo un mes después del reciclado. No se las retrasó por ser la zona más accidentada y estrecha y estar próximo el otoño que podía ser muy lluvioso.

En obra no hubo problemas singulares, siendo lo más destacable que en algunos puntos se apreciaron a los pocos días del reciclado varias peladuras debidas a falta de finos, así como que antiguos bordillos y otros elementos tapados por las capas de mezclas bituminosas, produjeron daños en las picas del tambor fresador. En cambio, los 18 cm de hormigón en masa del corto tramo con calzada duplicada en Plasencia estaban rotos hasta tal extremo que su reciclado no presentó problemas especiales.

La **velocidad de avance de la maquinaria de reciclado fue de 3,5-4,0 m/minuto**, variando según el tipo de materiales que se iban encontrando. El total de jornadas realmente empleadas fue de 83, y el rendimiento medio diario obtenido fue de 0,850 km de carril/día.

Aspecto singular ha sido que **la extensión de la segunda capa de MBC se retrasó casi dos años** debido a problemas económico-administrativos surgidos durante la tramitación de las modificaciones de la obra, lo que entorpece el conocer cual hubiera sido el comportamiento exacto de la solución adoptada si se hubiese ejecutado toda ella sin interrupción.

7.- ALGUNOS RESULTADOS OBTENIDOS

.7.1.- Resistencias obtenidas en el material reciclado. Diversas consideraciones.

Para determinar en obra las resistencias se fabricaban probetas compactadas al 97% (no se adoptó una densidad mayor por suponer, equivocadamente, que en obra no serían superiores debido al gran espesor del reciclado) y se rompían a los 7, 28 y 90 días. Sin embargo, avanzada la obra, se observó que la resistencia de algunas probetas era elevada, lo cual se analizó extrayéndose las siguientes conclusiones:

En los 4 m centrales se reciclaban materiales antiguos, mientras que en las pasadas exteriores un 50% del material era la zahorra recién aportada a los ensanches, pero la dotación de cemento adoptada era la misma (5%). Como la resistencia de rotura a compresión viene determinada en gran medida por la calidad y cantidad de los tamaños finos y la zahorra aportada era de calidad deberíamos haber reducido algo la dotación de cemento en las pasadas exteriores. A posteriori hemos estimado que debería haber sido en torno a un 4,5%. Para confirmar si se había producido exceso y/o heterogeneidad de resistencias hemos estudiado los resultados de las resistencias obtenidas de las probetas y de testigos tomados en obra:

En las 145 series, de 9 probetas cada una, realizadas en obra y compactadas al 95% se obtuvo las siguientes resistencias medias de rotura a compresión :

- A los 7 días: 22,15 kg/cm2.
- A los 28 días: 27,07 kg/cm2
- A los 90 días: 31,47 kg/cm2

las cuales no parecen altas, pero en tres series los valores a 90 días eran entre 45 y 67 kg/cm2 con un máximo de 91 kg/cm2, y en 11 series se alcanzaron valores entre 40 y 45 kg/cm2.

De los 55 testigos extraídos de la obra (36 de las pasadas centrales y 19 de las exteriores), con edades de 60 a 162 días, se obtuvo las siguientes resistencias medias:

- Resistencia media general: 46,18 kg/cm2.
- Resistencia media de la zona central: 42,75 kg/cm2
- Resistencia media de las zonas exteriores: 52,68 kg/cm2

confirmándose que en las zonas exteriores era, en un 23%, más alta que en la central.

El hecho de que la resistencia media general obtenida en los testigos fuese superior a la de las probetas lo imputamos a lo siguiente:

- Las probetas se compactaban al 97% de Proctor modificado, pero en obra se alcanzaron densidades superiores (entre el 97 y el 100% del Proctor modificado).
- Además, los ensayos a compresión sobre testigos extraídos se han realizado en los que no se apreciaban defecto alguno, lo que genera un sesgo de la muestra al alza.

Por todo ello estimamos de la siguiente manera las resistencias finales realmente alcanzada: Como las probetas debían haberse compactado más y teniendo en cuenta el sesgo al alza de los resultados de los testigos, y siendo del orden de un 23% superior la resistencia de la zona exterior que la de la central, consideramos que la resistencia media a 90 días realmente alcanzada en la obra debe estar entre ambos extremos y ser del orden de:

- A los 90 días: en torno a los 35-43 kg/cm2.

y aplicando el mismo coeficiente de correlación que el obtenido en las probetas, las resistencias a edades más tempranas habrían sido:

- A los 7 días: en torno a los 25-30 kg/cm2
- A los 28 días: en torno a los 30-37 kg/cm2.

Tendríamos resultados más fiables si hubiésemos tomado en obra la precaución de haber realizado series adicionales de probetas compactadas a diferentes porcentajes de la densidad de referencia, a fin de determinar la correlación entre la densidad y la resistencia.

7.3.- Módulos del material reciclado

En 13 testigos de material reciclado con edades en torno a 90 días se obtuvieron sus módulos dinámicos que resultaron ser:

- E mínimo: 2.900 MPa
- E medio: 8.069 MPa (7.971 MPa en zona central y 8.183 MPa en exterior)
- E máximo: 12.200 MPa

pero como en el caso de las resistencias hay un sesgo al alza pues las resistencias a compresión de los 13 testigos era de 71,6 kg/cm2 (73,7 la zona exterior y 69,86 en la zona central) muy superior a los 46,18 kg/cm2 de los 55 testigos que mencionamos al tratar las resistencias y a nuestra estimación de que la verdadera resistencia obtenida en obra era entre 35 y 43 kg/cm2. Por ello, en el momento de la redacción de este texto y a la espera de un estudio definitivo, estimamos de la siguiente manera el módulo medio realmente obtenido:

Partiendo de la correlación entre los módulos obtenidos en los testigos y sus resistencias y adoptando como resistencia de la zona central unos 35 kg/cm2, el módulo correspondiente sería unos 2.200 MPa y como en la zona exterior estimamos su resistencia en de unos 43 kg/cm2, análogamente se obtendría un módulo de unos 4.000 MPa. Si ello fuera cierto significaría, por un lado, que ambos valores son inferiores a los 6.000 MPa que se estimaron en el Predimensionamiento, confirmando así lo acertado de haber ajustado la sección de manera conservadora; y por otro lado que no habríamos homogeneizado transversalmente todo lo que se pretendía.

Es de señalar que la media de la relación entre el módulo (E, en MPa) y la resistencia (R, en kg/cm2) de los testigos es de 112,75 en la zona central y 109,88 en las exteriores, prácticamente iguales, pero con una dispersión, como era de esperar, muy superior en los de la zona central, debido a la mayor heterogeneidad de sus materiales.

7.2.- Fisuras.

A finales de Agosto y comienzos de septiembre de 1995, se apreció en la zona norte de la obra, inmediatamente antes del extendido de la MBC sobre el material reciclado algunas fisuras muy finas con una separación de entre 3 y 5 m, en fechas de intenso calor.

Extendida ya la primera capa de MBC, y tras los fuertes temporales de diciembre de 1995 y enero de 1996, comenzaron a aparecer a partir de febrero de 1996 fisuras en el pavimento. De febrero de 1996 hasta la extensión en 1998 de la segunda capa de MBC se

comprobó que durante los meses de tiempo frío se hacían visibles fisuras muy finas transversales así como algunas longitudinales en las zonas de solape entre pasadas de las recicladoras, mientras que en tiempo caluroso desaparecían o prácticamente desaparecían.

Desde la extensión de la segunda capa hasta la fecha, el fenómeno se ha reproducido, y además se han producido dos nuevos períodos de tormentas catastróficas, pero debemos suponer que si se hubiesen extendido las dos capas de MBC sin un desfase de dos años entre si, el comportamiento hubiera sido más correcto.

Un comentario adicional es que **durante la obra se realizó el 12/07/1995, por personal de IECA (Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones), una prueba de prefisuración en 100 m de carril en la zona norte** empleándose una cuchilla triangular, soldada a una placa vibrante, que penetraba unos 12 cm en el reciclado, en unos casos a la salida de la extendedora y en otros tras ligera compactación y con una separación de 3,5 m durante 50 m y de 2,5 m durante los restantes 50 m.

A comienzos de septiembre de 1995, inmediatamente antes del extendido en esta zona de la capa de MBC, se apreció que las prefisuras estaban muy marcadas, procediéndose a su sellado con masilla en frío de un solo componente. Pese a lo anterior, las fisuras se reflejaron inmediata y muy acusadamente en la capa de MBC (la cual llegó a estar deteriorada en un ancho de 10-15 cm en cada una de las fisuras) y mediante testigos se comprobó que además se habían profundizado hasta la parte inferior del material reciclado.

Sin embargo, extendida ya la segunda capa de MBC, se ha observado en el último periodo frío (aunque extraordinariamente lluvioso), que si bien en toda la obra aparecen claramente las fisuras transversales, en la zona de la prefisuración no se aprecian salvo alguna casi imperceptible. No pretendemos extraer conclusiones al respecto de la prefisuración, por haberse dado la circunstancia, no habitual, de que se retrasase tanto el extendido de la última capa de MBC pero en cualquier caso y a la espera de conocer su futura evolución retiramos, o al menos ponemos en cuarentena, nuestra anterior opinión negativa al respecto.

8.- ESTADO ACTUAL DE LA CARRETERA. CONCLUSIÓN.

Pese a que el tráfico se ha incrementado (ahora es de entre 6.000 y 9.000 vehículos con porcentajes de pesados superiores al 20%), haber estado el reciclado, durante dos años, pavimentado únicamente con una capa de 5 cm de MBC a la que siguió la segunda capa con la que se alcanzó un espesor total de 10 cm y dos períodos de tormentas e inundaciones que han sido catastróficas en la provincia, únicamente se aprecia en la carretera, además de lo comentado al respecto de las fisuras transversales, algunos desperfectos puntuales que eran esperables debido a la gran superficie de la actuación, la heterogeneidad de los materiales a reciclar, la mala calidad de la explanada en muchas zonas y los numerosos e importantes defectos que padecía la carretera en general y sus firmes y pavimentos en particular.

Por lo anterior estamos satisfechos con la obra llevada a cabo que ha supuesto la casi total resolución de los problemas que afrontaba su Conservación y confiamos en que la experiencia llevada a cabo sea útil para el desarrollo y aplicación futura de esta técnica.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

MÉTODOS DE MEDIDA E INCORPORACIÓN DEL CEMENTO EN LA TÉCNICA DEL RECICLADO IN SITU

METHODS FOR METERING AND INTEGRATING CEMENT IN THE IN SITU RECYCLING TECHNOLOGY

J. Bonvallet
Marketing Manager
Fayat Group
137, Rue du Palais-Gallien
33029 Bordeaux (France)
j.bonvallet@fayat-group.com

A. Cipriani
Technical Director – Road Machinery
Marini S.p.A.
via Roma, 50
48011 – Alfonsine (Ravenna) (Italy)
acipriani@marini-spa.com

RESUMEN

Tras muchos años de desarrollo desde que los pulvimixers para trabajos agrícolas se utilizaban para la estabilización de suelos, los equipos de nueva generación han mejorado notablemente sus características.

Las tecnologías de reciclado in situ pueden agruparse en dos categorías:
En la primera se combinan las etapas de disgregación y de mezcla. En términos generales, el tambor de fresado trabaja “hacia arriba”, arrojando los materiales disgregados hacia el interior de la denominada “cámara de mezcla”, en la cual se introduce el conglomerante al mismo tiempo.

El conglomerante se extiende previamente sobre el terreno o el firme existente, sin mucha precisión y cin un posible riesgo de contaminación ambiental en caso de viento. Sin embargo, esta técnica tiene el mérito de ser económica.

Una alternativa consiste en la inyección de cemento en forma de lechada, la cual puede ser bombeada. En los equipos más modernos, el cemento puede ser inyectado simplemente en forma de polvo, siempre que incorporen un silo de almacenamiento.

En cualquiera de estos casos, la determinación de la cantidad de cemento a inyectar se lleva a bo de forma volumétrica, de acuerdo con la velocidad de avance del equipo y el espesor de la capa a tratar.

Los equipos de reciclado de la segunda categoría incluyen un mezclador independiente, generalmente con dos ejes.

Por un lado, estos equipos que no fresan realizan el mezclado eficazmente, con un considerable efecto de corte. Por otra parte, los materiales reciclados no se pesan, por lo que la dosificación de cemento debe llevarse a cabo de forma volumétrica.

Para evitar estos inconvenientes, se ha desarrollado un tren de reciclado compuesto por dos unidades que trabajan independientemente, concebido de acuerdo con los siguientes principios:

1. Disgregación del firme existente, por medio de un equipo de fresado tradicional, con o sin adición de áridos correctores
2. Recogida de los materiales de forma continua y transporte de los mismos a una mezcladora continua de doble eje, tras ser pesados en continuo
3. La cantidad requerida de cemento se inyecta en la mezcladora, de acuerdo con el caudal medido de materiales reciclados
4. El agua a añadir se ajusta de forma similar

Con ello se aseguran tanto una dosificación como una mezcla correcta.

Este tren de reciclado puede incorporar asimismo un dispositivo para la producción de betún espumado, permitiendo realizar reciclados mixtos con cemento y con betún.

ABSTRACT

As a result of many years of development since the time when pulvimixers used to be employed in agriculture for land amendment, new generation plants have evolved greatly improved features.
In-situ recycling technologies can be grouped in two categories:
The first one consists of the recycling and mixing phases, which are closely related. Generally speaking, the milling drum works “up-cutting” and the milled materials are thrown with force inside a chamber called “mixing chamber”, which is fed with the binder at the same time.
The binder has been previously sprayed onto the ground or the existing pavement, inevitably with no great precision and possibly releasing pollutants in case of wind. However, this technique has the one merit of being economical.
One alternative consists of cement injection in the form of slurry (which can be pumped). Thanks to more modern plants, cement can also be injected simply in the form of powder, provided that a storage silo is on board.
Regardless of the technical nature of the first category, metering of the quantity of cement to be injected is carried out volumetrically, according to the travel speed of the plant and to the thickness of the mat to be dealt with.
The second category of recycling plants involves an independent mixer on board, generally with two shafts, with or without tank bottom.
On the one hand, those systems that do not involve a pug-mill carry out mixing and integration inside the pulvimixer efficiently, causing significant shearing effect. On the other hand, recycled materials are not weighed, therefore metering of cement quantity can only be carried out on a volumetric basis.
In order to avoid any drawbacks, a recycling train has been developed consisting of two units that work independently, conceived according to the following principles:

1. Destruction of the original road, by means of a traditional milling machine, with or without supply of corrective aggregates.
2. Collection of materials by means of a continuous process and transportation of the whole to a two-shaft continuous mixer, after continuous weighing has taken place.
3. The required quantity of cement is injected inside the pug-mill after it has been weigh metered according to the metered flow of the recycled materials.
4. Water addition is adjusted as well.

Therefore, not only is the mix correctly metered, it is also correctly mixed.
This recycling train can also involve a kit for production of foamed bitumen, permitting production of mixes containing both cement and bitumen.

PALABRAS CLAVE

In situ, reciclado, tren de maquinaria, continuo, proceso

KEY WORDS

In situ, recycling, train, continuous, process.

1. INTRODUCTION

Roads and carriageways inevitably deteriorate under the combined effect of the repeated, cyclic stress of traffic, but also as a result of the aging of the asphalt and of alternate freezing and thawing with all the consequences.

The lifetime of the road can be prolonged through preventive treatment of the surface layers, restoring their waterproofing, thus providing good adherence and safety for drivers. Under operating conditions any road has a given lifetime, according to the parameterisation of the sizing and in particular to the number of cyclic stresses taken into account in the calculation of material fatigue.

If preventive treatment is insufficient or applied too late, renovation means recycling. This can be early and superficial, or late and qualified as deep. In the latter case, it may reach a depth of 150 mm, taking the asphalt surface into account, whereas the technical limits of road building machines are 300 mm.

According to studies made by the World Bank, if surface recycling is undertaken in time, for example before the road characteristics have been degraded by more than 40%, it enables substantial savings and, in satisfactory conditions, results in reconditioning the road.

Recycling may concern either the uppermost layers, namely the wearing courses, or go deeper into all or part of the carriageway down as far as the road base.

Furthermore, recycling can be carried out either in a plant, or in situ, which is the subject of this presentation.

2. THERE ARE TWO METHODS FOR IN SITU RECYCLING : HOT AND COLD

Considerable progress has been made for in situ asphalt regeneration, especially since certain machines now make it possible to obviate emissions of toxic fumes, in particular by avoiding direct contact with the flame and by heating with infrared sources, while capturing any fumes. Case studies undertaken in France by the French Road-Building Techniques Committee have evidenced that the use of these solutions is still limited, and that moreover strict conditions of regularity in the composition of the existing carriageway must exist to achieve an acceptable result. Furthermore, the thickness concerned is limited, only a few centimetres being sensitive to the increase in temperature.

Use of a mobile dryer drum**,** that was popular a few years ago, has gradually disappeared due to the ancillary problems of emission of dust and blue fumes. You may recall that the technique involved heating the milled pieces from the broken-up road and adding asphalt and eventually virgin materials, using a mobile hot-mix asphalt plant. Fitting of filters proved to be extremely difficult. To our knowledge, this solution is little used today, whereas certain machines specially designed for that purpose, such as the ART 220, are being transformed to use foam bitumen in the place of hot-mix, which will overcome the ecological problems already mentioned.

In practice, it would appear that the so-called cold in situ solutions are the most commonly employed, both for their ease of use but also as the result of the constant progress achieved in the field of new binders, such as bitumen emulsions, foam bitumen, but also mixed composite binders such as bitumen emulsion plus cement.

3. TYPOLOGY OF COLD SOLUTIONS

This will be addressed from the mechanical point of view, leaving aside for the moment the binder issue, that will be addressed in section 4.

From a functional viewpoint, our impression is that there are 3 problems on which we need to focus as far as the classification criteria are concerned.

1. How to ensure granulometric selection, and in particular how to avoid the introduction, or re-introduction of chunks in the mix ?

Generally speaking, the road is broken up using a milling machine by up-cutting. It is well known that down cutting produces fewer chunks, but progress is slower. These chunks are detrimental to the new road surface. How can they be controlled ?

A. A certain number of machines combine two functions : the milling chamber is at the same time the mixing chamber. In this case, chunks and even unbroken slabs are inevitable, and pride of place should be given to down cutting. It is, however, very little used in Europe. It must therefore be admitted that the process whereby all the functions are combined on a single machine should be recommended only in a certain number of limited cases.

B. On the other hand, there are machines equipped with a scalping screen. The principle consists of transporting all the milled product into a screen mounted on the machine between the milling machine and the mixing function, so that rejects are fed back to the drum of the milling machine to be processed a second time. As the upper granulometric limit is set, there is no risk of heterogeneity. There are several machines with this equipment on the market and their use should be recommended, except for the recycling of the road base, which is less demanding.

C. Naturally, it is always possible to perform the two operations in two stages and to dissociate milling from mixing, with intermediary screening by another piece of equipment.

2. How to adjust the additional quantity of binder in the mix, according to the flow rate of the dry material ?

A. Obviously, a simple method consists of a preliminary assessment, according to the theoretical amount processed. The accuracy obtained with this process can be the same as with traditional plants.

The so-called volumetric method gives a level of accuracy of no more than 10% on the binder. Solutions which consist of spreading cement on the ground in advance according to a chequer work plan cannot be recommended, not only because they are inaccurate but also because of the pollution caused by flying dust.

B. Accuracy compatible with quality can therefore only be obtained with a weighing method. This restricts cracking and increases resistance with hydraulic binders, and provides cohesion and modulus with bitumen binders.

Constructors have therefore included a weighbridge on the conveyor belt of the recycled material, slaving the flow rate of the binder to the weight of the solid material on the conveyor. This method should be considered as the only one capable of providing the accuracy sought.

Obviously, the solid, or liquid nature of the binder affects the choice of the feed system. As far as cement is concerned, and to avoid dust, a slurry can previously be made. This means a sludge has to be weighed. Particular attention must be paid here to the problems of sedimentation, which is by no means an easy task. For hydrocarbon binders, bitumen emulsions or foam bitumen, we recommend a weight flow meter rather than a volumetric meter to obviate any influence of variations in specific gravity.

3. How can all these components be thoroughly mixed, namely the binder with the recycled material and additives (if required) ?

A certain amount of energy is required, with homogenous distribution of the components in order to achieve quality coating. Three types of machines can be distinguished:

A. The mixing chamber is the same as the pugmill chamber. The volume of the chamber is enlarged to increase the retention time. The binder flow to the spray bar is slaved to the work speed of the machine. Coating is facilitated by the higher temperature of the milled components following the action of the picks during the break-up of the road, especially if a hydrocarbon binder is used. The temperature facilitates coating. There is no real shear effect, but simply a mixing action. The quality of the mixing remains to be verified.

B. The milled material is transported to an open bottom mixer. The mixer exerts a genuine shear action, that is particularly high for hydraulic binders which require hydration. Nevertheless, for various reasons, and in particular geometry, the constructor has been unable to integrate a bottom to the mixer chamber, which therefore remains open. This is a distinct improvement over the previous case, but there is still nothing to guarantee that 100% of the material to be recycled will be processed.

C. The machine is equipped with a traditional twin shaft pugmill mixer, through which all the material passes. This technology guarantees an homogenous distribution of the binder and of the granulometric composition of the mix.

Concerning the laying of the mix, the issue of the variability of the spraying could be addressed, together with that of lateral and transversal regularity, but few machines are capable of solving the problem. The most sensible solution therefore consists of dissociating the two functions by using a finisher.

4. WHAT BINDERS ?

Binders can be hydraulic, hydrocarbon, or a blend of both.

A. The first are mainly cement-based. That raises the problems of on-board stock, handling, and metering. Modern machines have abandoned the handling of bags, in favour of bulk material stock, proportionally to the quantities required for hourly operation. For a production rate of 250 t/hour, that means something in the order of 10 t/hour of binder. Handling must be mechanical, based on a screw feed to the weigh meter. It is then either mechanical or, less frequently, in form of slurry obtained in a turbo-mixing unit and therefore liquid. As a two phase mix is not stable when the machine is stopped, there is a danger of decantation and clogging, especially in the bends and wherever there are variations in the circulation speed. For that reason, we prefer mechanical handling with dust control, and with the binder and hydration water being fed simultaneously into the pugmill mixer.

B. Modern hydrocarbon binders are either bitumen emulsions or foam bitumen. The choice is not so much a technical one, but depends on the expertise of the contractor, on local economic aspects, and on the nature of the reclaimed material. The design consequences for the machinery are insignificant. Certain machines can handle both types.

C. Blend of both binders. In German-speaking and Eastern European countries, it is common practice to mix bitumen emulsions with 1% of cement. The same is true for foam bitumen. Cement improves workability, captures the water from the mix and in particular that from the break of emulsions, and finally gives a higher modulus. Any recycling equipment must therefore have the possibility of using these two types of binder.

5. SUMMARY : A NEW, MULTI-PURPOSE RECYCLING MACHINE THE CMT 250 FROM MARINI

On the strength of its experience, the firm has designed a new recycling machine ensuring the compatibility of the previous elements, and adopting the higher functional aspects of each point.

The machine includes two units operating behind a high powered milling machine.

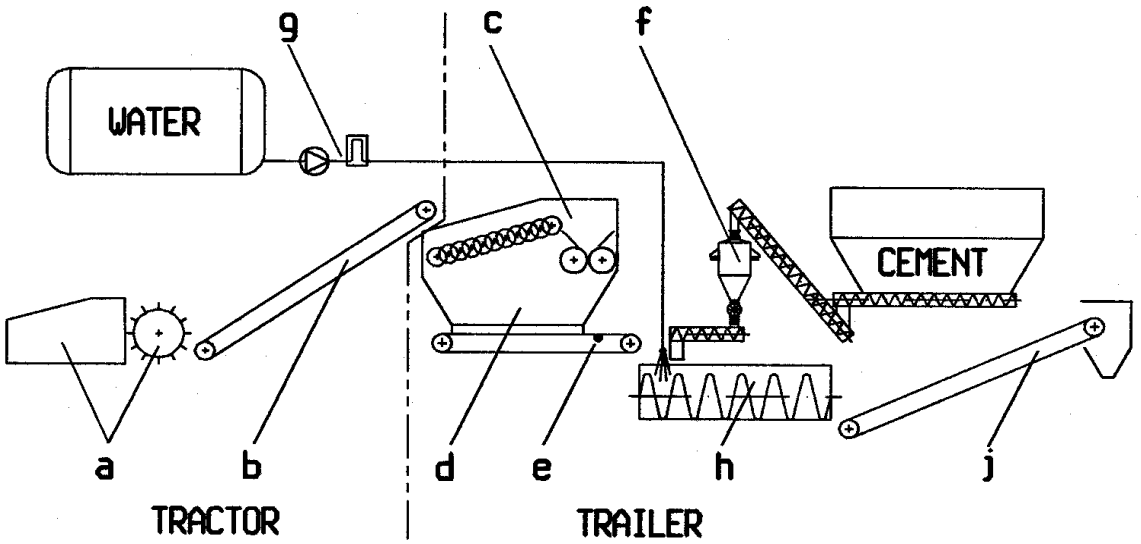


Figure 1 : Functional diagram

Legend

a. Lifting and loading of material, discharged onto the ground in a windrow by trucks or by a milling machine.
b. Transporting of material to the disk screen (in the case of virgin aggregates the screen can be bypassed).
c. Transporting of the RAP rejected by the screen, to the granulator.
d. Discharge into the buffer-metering hopper of the virgin aggregates, or of the RAP screened and granulated.
e. Feed of material to mixer with continuous weigh metering.
f. Feed of cement to mixer with continuous weigh metering, feedback controlled according to material weigh flow.
g. Feed of water to mixer with continuous weigh metering, feedback controlled according to material weigh flow.
h. Mixing of components in a twin-shaft pug mill mixer, with adjustable fill up level for controlling average mixing time.
i. Discharge of product into finisher hopper by means of an anti-segregation hopper.

A. Aggregate size is controlled by a disk screen, (d), with a passing size of 25-30 mm. Rejects are tipped into a granulator, (c), with the certainty that 100% of the material going through the unit (screen + granulator) is correct. It should be noticed that the loading unit is equipped with road section cleaning devices.

B. Metering of reclaimed material is performed by means of a weigh belt directly feeding the pugmill, thus guaranteeing precise metering of the binders in real time. The cement metering unit, (f), is adjusted according to the data from the weigh belt. The water pump, (g), for hydration of the cement, is also slaved to the weight of the material by an electromagnetic flow meter.

C. Mixing is powered by a twin shaft pugmill fitted with a filling level sensor and a flow control gate, for a maximum production of 250 T/hour. All the mix is therefore concerned and hydration occurs under satisfactory conditions.

Figure 2 shows the general appearance of the machine, with 1 tractor unit and 1 independent trailer unit.

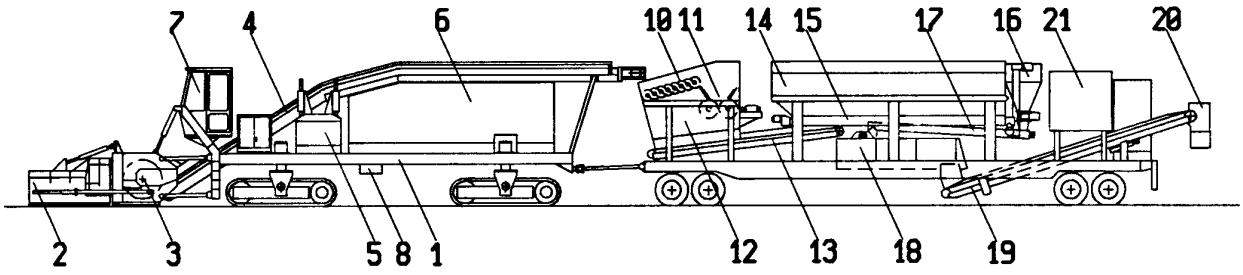


Figure 2: Recycling train CMT 250

Legend

1. Tractor on steering tracks
2. Collecting blades and brushes
3. Loading drum
4. Transfer conveyor
5. Diesel engine and hydraulic units
6. Water tank
7. Control cabin
8. Diesel tank
9. Trailer unit on rubber tyres
10. Disk screen
11. Granulator
12. Buffer-metering hopper
13. Extracting-weighing belt
14. Cement silo
15. Extracting screw conveyor
16. Weigh metering unit for cement
17. Cement screw conveyor to mixer
18. Twin-shaft mixer
19. Discharge conveyor
20. Anti-segregation hopper
21. Generating set

Main technical features:

1. The height and width of the collecting blades are automatically adjustable.
2. The collecting buffer metering hopper is equipped with level sensors automatically controlling the speed.
3. The pugmill is fitted with a gate the height of which is adjustable to ensure an average mixing time, regardless of the slope of the road.
4. The anti-segregation hopper for discharging into the finisher has a high level sensor.
5. The whole process is controlled automatically and monitored by a computerised system with CAN bus technology.

6. CONCLUSION

The recycling train combines all the characteristics required by quality recycling, as evidenced by a functional analysis. This is a multi-purpose machine suitable for various types of treatment, including all types of binder. Equipment for feeding and metering of additives can also be provided.

Particular attention has been paid to the precision of all metering, according to the weight of the reclaimed material as metered by the weigh belt feeding the mixer. These precautions are necessary to overcome any influence due to variations in speed resulting, for example, from curves as well as road slope.

Control of reclaimed material size as well as quality of process technology, including road cleaning, are essential to ensure good homogeneity of the mix.

The shear energy from the mixer can be adapted to the flow rate of the materials being mixed, regardless of the operational parameters and especially of the slope of the road.

It is possible to treat a full section of road up to a maximum width of 4.5 m. All that is required is to have 2 slightly off-set milling machines positioned ahead of the unit (or 1 machine in two runs).

Finally, a production rate of 250 t/hour makes it possible to contemplate large-scale job sites.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

COMPORTAMIENTO EN SERVICIO DE TRAMOS DE ENSAYO CON PREFISURACIÓN DE MATERIALES TRATADOS CON CEMENTO EN EL REINO UNIDO

IN-SERVICE PERFORMANCE OF FULL-SCALE TRIALS INCORPORATING THE PRE-CRACKED CEMENT BOUND MATERIALS IN THE UK

S. J. Ellis
Group Manager
TRL Limited
Crowthorne, Berkshire
RG45 6AU
UK
sjellis@trl.co.uk

R. P. Dudgeon
Senior Pavement Engineer,
Highways Agency
61, Southwark Street,
London SE1 0TE
UK
robert.dudgeon@highways.gov.uk

RESUMEN

En el Reino Unido se han llevado a cabo estudios conducentes a poner en práctica las tecnicas de prefisuración de bases tratadas con cemento en firmes semirrígidos. La formación de pre-fisuras transversales en estos pavimentos se realiza para inhibir la reflexión de fisuras y para reducir costes de mantenimiento o para permitir el empleo de capas de aglomerado más finas. Si este objetivo se alcanza, se espera que la construcción de firmes semirrígidos sea económicamente más competitiva debido a los ahorros en el coste total de la vida del pavimento.

En 1996 se construyeron 12 tramos experimentales que incorporaban bases tratadas con cemento pre-fisuradas en cuatro zonas separadas entre sí dentro del Reino Unido. Se estudiaron diversos métodos de formación de fisuras, y los buenos resultados obtenidos han conducido a la inclusión de la prefisuracion como una práctica normal en algunos pavimentos semirrígidos en Reino Unido.

Desde su construcción se ha realizado un seguimiento de los tramos de ensayo, cuya descripción así como los datos recopilados entre los años 1996 y 2001 se describen brevemente en esta comunicación. Los datos incluyen los resultados de inspecciones visuales, testigos, deflectómetro de impacto y datos del perfil. Asimismo, se abordan las consecuencias de las especificaciones relativas a la construcción.

ABSTRACT

In the UK, research has been on-going to investigate the implementation of pre-cracking techniques for cement bound bases in semi-rigid pavements. Introducing transverse pre-cracks into these pavements is intended to inhibit reflection cracking and either reduce maintenance costs or enable thinner asphalt layers to be used. If this can be achieved, then it is expected that semi-rigid pavement construction will become more financially competitive due to savings in the pavement's whole life cost.

In 1996, 12 experimental sections incorporating pre-cracked cement–bound bases were constructed at four separate locations in the UK. Different methods of crack inducement were investigated and the success of these trials has led to the inclusion of pre-cracking as a standard practice for some semi-rigid pavements in the UK.

The trial sites have been monitored since construction and this paper briefly describes the sites and presents the in-service performance data collected between 1996 and 2001. The data includes results of visual survey, core sampling, Falling Weight Deflectometer and profile data. Implications for the construction specification are also discussed.

PALABRAS CLAVE

Reflexión de fisuras, prefisuración, ensayos a escala real, firmes semirrígidos, proyecto de firmes.

KEY WORDS

Reflection cracking, pre-cracking, full-scale pavement trials, semi-rigid pavements, pavement design

1. INTRODUCTION

In the UK semi-rigid pavements are constructed as cement-bound material (CBM) bases with asphalt surfacing. Transverse cracks occur in the surface of semi-rigid pavements as a reflection of the naturally occurring thermal stress cracks in the CBM base. The thermal stresses in the roadbase due to temperature changes create transverse cracks at a natural spacing of 5 - 30 m. The theory is that pre-cracking the roadbase at a closer spacing will reduce the magnitude of the thermal movements at individual cracks and hence the tensile stresses in the asphalt, thus reducing the occurrence of cracking in the surface. If cracks are reflected, they should be much finer and less likely to lead to deterioration in the surfacing and hence the whole pavement stability should be maintained. Pre-cracking is a construction method that is expected to introduce control over the location and size of any surface cracks. Minimising the size of the surface crack allows the pavement life to be extended and reduces future maintenance costs, not only in terms of maintenance works but also the cost to the road user of the delays during roadworks.

TRL has been researching pre-cracking of cement-bound materials since 19995, on behalf of the Highways Agency. Full-scale trials of pre-cracking were constructed in the UK under the supervision of TRL in 1996. Four trial sites were constructed with the intention to assess pre-cracking techniques, the effect of pre-cracking on the structural strength of the pavement, and the occurence of reflection cracking. The four trial sites are described in more detail in section 2, and have been fully reported by Ellis et al (1997)[1].

The trial sites have been re-visited and monitored since construction and this paper also presents the in-service performance data collected between 1996 and 2001. The data includes the results of visual surveys, and some core sampling, to determine the effectiveness of the induced crack technique to inhibit reflection cracking. In addition, Falling Weight Deflectometer and profile data have been collected to examine whether the pre-cracked pavements have a reduced stiffness or structural capacity compared to those without induced cracks. Furthermore discussion on the needs of the construction specification is also provided.

2. FULL-SCALE TRIALS

2.1 A149 Ormesby St Margaret Bypass

The A149 Ormesby St. Margaret Bypass was a scheme constructed as part of Norfolk County Council's (NCC) continued investment into their local infrastructure. The A149 runs from Kings Lynn to Great Yarmouth. Ormesby St. Margaret is a village close to Great Yarmouth. The trial sites consist of a 9.3m wide single carriageway. A summary of the sections and the site construction is given in Table 1. A CBM sub-base was used throughout this site except over part of section 3 where a granular 1 sub-base was used at the crossing of a major utility.

There are four sections being monitored on the A149, three induced cracked sections and a control. Section 1 was a control section, allowed to crack naturally; section 2 was cracked using a guillotine (Arrows D500 drop hammer); section 3 was induced cracked using the vibrating plate method; and section 4 was constructed using the OLIVIA equipment. All sections are 150m long

2.2 A605 Warmington Bypass

The A605 is an east-west route from east of Peterborough to Wellingborough. Warmington is a village in Northamptonshire to the west of Peterborough and the A1. The scheme consisted of the construction of a new roundabout junction on the A605 to the west of Warmington and an offline 9.3m wide single carriageway across farmland to the north of Warmington to rejoin the existing A605 to the east.

Two trial sections were constructed, one on the main carriageway and one on a small side road that was realigned during the works. Sections 5 and 6 were on the side road, section 6 being the control, and sections 7 and 8 were constructed on the main carriageway, section 8 being the control. Cracks were induced in the CBM of the experimental sections using the vibrating plate method. A summary of the sections and the site construction is given in Table 1. A granular sub-base was used throughout. Section 5 is 100m long, section 6 is 130m and sectins 7 and 8 are 150m long

2.3 A256 Whitfield Bypass

The A256 Whitfield bypass was a road improvement scheme undertaken for Kent County Council (KCC). The A256 runs north from Dover to Margate on the East coast of Kent. The scheme consisted of replacing 12 km of single carriageway with a dual carriageway on adjacent farmland.

Two trial sections were constructed, one of which utilised the vibrating plate method and the other the CRAFT equipment. The CRAFT equipment was originally intended to have been used at Ormesby, for direct comparison with all the other techniques trialled. However, due to a breakdown of the equipment at Ormesby it was included in this later trial instead. A summary of the sections and their construction is given in Table 1. A CBM sub-base was used throughout.

2.4 A1(M) Alconbury to Peterborough

The widening of the A1 between Alconbury and Peterborough was built under a DBFO contract awarded to the Roads Management Group (RMG). A major part of this scheme consisted of a 12 km dual three lane off-line widening of the existing A1. The whole scheme was constructed using induced cracking techniques, and consequently there is no control section for this site. The vibrating plate technique was use on this site. TRL staff observed the construction of a section of the hard shoulder. The construction of this site is summarised in Table 1. The pavement design included two layers of CBM sub-base.

Table 1 Construction details of full-scale trials

Location	A149 Ormesby Bypass, Norfolk County Council				A605 Warmington Bypass, Northamptonshire County Council				A256 Whitfield bypass, Kent County Council			A1(M), RMG
Date	23-31 July 1996				20-30 August 1996				23-24 October 1996			28 October 1996
Section No.	1 (Control)	2	3	4	5	6 (Control)	7	8 (Control)	9	10	11 (Control)	12
Equipment	None	Arrows Breaker	Vibrating plate	OLIVIA	Vibrating plate	None	Vibrating plate	None	CRAFT	Vibrating plate	None	Vibrating plate
Crack Spacing (m)	None	3	3	3	3	None	3	None	3	3	None	3
Crack Protection	None	None	Plastic film	Bitumen emulsion	Bitumen emulsion	None	Bitumen emulsion	None	Bitumen emulsion	Bitumen emulsion	None	Bitumen emulsion
Asphalt Thickness (mm)	130	130	130	130	100	100	200	200	200	200	200	170
Surfacing Type	HRA	HRA	HRA	HRA	HRA	HRA	SMA	SMA	HRA	HRA	HRA	HRA
Roadbase Type	CBM3	CBM3	CBM3	CBM3	CBM3	CBM3	CBM5	CBM5	CBM4	CBM4	CBM4	CBM4
Roadbase Thickness (mm)	205	205	205	205	150	150	180	180	150	150	150	180

Legend:
HRA hot rolled asphalt SMA stone mastic asphalt
CBM/3/4/5 represents CBM strength at 7 days 10N/mm^2, 15N/mm^2, and 20N/mm^2 respectively.

3. PRE-CRACKING TECHNIQUES EMPLOYED

3.1 General

Four techniques were used to pre-crack the CBM pavement layers. Three, the vibrating plate, OLIVIA and CRAFT, have been used previously in other countries. The fourth, the guillotine, is a similar method to crack and seat techniques, developed in the UK by TRL on behalf of the Highways Agency to prevent reflection cracking when applying structural asphalt overlays to existing concrete pavements during maintenance[3].

3.2 Vibrating plate

The vibrating plate method is the most basic method of pre-cracking. A vibrating compaction plate has a metal blade welded vertically to its compaction surface. The vibration of the plate allows the blade to pass through the un-compacted CBM, leaving a groove behind. The size of the blade is approximately half the depth of the un-compacted material. A bitumen emulsion is then applied to the groove, ensuring all sides are covered. The CBM is then compacted, as usual, by roller. The compaction process closes the grooves formed by the vibrating plate. The bitumen emulsion ensures a plane of weakness within the CBM that induces a fine crack, full width of the pavement, under thermal and traffic stresses.

3.3 CRAFT

CRéation Automatique de Fissures Transversales (CRAFT, Automatic Creation of Transverse Cracks) pre-cracks the pavement in the same manner as the vibrating plate. However, this system is vehicle mounted and the groove is formed and bitumen emulsion added in one operation. The equipment requires only one operator. This system was developed by Laboratoires Régional des Ponts et Chaussées and Cochery Boudin Chaussée

3.4 OLIVIA

Outil que Laribe Inventa pour VIAFrance (OLIVIA) is an automatic system similar to the CRAFT, except that a thin plastic film is used to prevent the CBM from bonding fully, rather than the insertion of bitumen emulsion.

3.5 Guillotine

The guillotine method differs from the other three in that rather than placing a plane of weakness within the CBM that induces a crack as the CBM cures, the guillotine method is used following curing of the CBM and produces a crack immediately. The guillotine method works by dropping a weighted blade on to the cured CBM, to produce a transverse crack across the pavement. The guillotine used in the trials had a narrow blade, a number of drops (10-15) of the blade being used along the same transverse line, to form the transverse crack over the full width of the pavement. The guillotine is vehicle mounted, and is a one-man operation. More recently, guillotines with wide blades (approximately 2.4m) have been used for crack and seat, and could be used for pre-cracking a CBM base, giving a quicker method of pre-cracking where only two or three drops of the guillotine would be needed to cover the whole carriageway width. The technique was applied 6 days after laying the CBM.

3.6 Comparison of techniques

The different techniques have different benefits. The French OLIVIA and CRAFT equipment were very quick and efficient in pre-cracking the pavement, and were one man operations. However, there was a disadvantage of a high cost and no backup should the equipment break down, a particular problem if they have to return to France for repair. Compaction of the

CBM may be delayed, as it must be pre-cracked before compaction. The speed of operation of both items of equipment was greater than needed on normal UK construction sites and so their main benefit may not be realised.

The guillotine method has similar benefits, being a fast one man operation. The cost is likely to be lower than for the French equipment and the equipment is available within the UK. As the cracking must take place following curing of the CBM equipment breakdown is not so serious, and does not hold up the construction of the CBM. There are some reservations over whether this method may adversely damage the CBM, although as can be seen from the results presented later in this paper, this does not seem to have been a problem within the trials.

The vibrating plate method is the simplest method. The equipment is very cheap and so spare plates can be available on site in case of breakdown. The disadvantage is that three people are required to operate, two to move the plate, one to place the bitumen emulsion. Further labour and equipment may be required if the rate of construction is high. Again there is the possibility of delaying the compaction of the CBM if the pre-cracking operation is not performed quickly enough.

To date the pavements that have been pre-cracked in the UK have tended to use the vibrating plate method, due to its simplicity and the cost. One contractor has reportedly used part of a concrete train to draw a blade across the CBM prior to placement of the bitumen emulsion, unfortunately no details are available.

4. MONITORING OF FULL-SCALE TRIALS

4.1 Monitoring

Four methods of monitoring the performance of the pre-cracked trials are being used. These are visual condition surveys, coring, Falling Weight Deflectometer (FWD) and High-speed Survey Vehicle (HSV). The surveys have been conducted annually since construction in 1996.

The data for the A605 and the A149 sites is presented below. The other two sites, with thicker asphalt overlay, have not given any useful reflection crack data to date and the FWD and HSV data follows the same trends as those presented for the A605 and A149.

4.2 Visual Condition Surveys

Visual condition surveys were conducted to assess the success of the pre-cracking in reducing reflection cracking. The results, in terms of number and length of transverse reflection cracks observed in the trial sections, are presented in Table 2 and Table 3.

Table 2. Number of reflection cracks observed in trial sections (Fenruary 2001)

	A149, Ormesby St. Margaret			
Section	1	2	3	4
No. of transverse cracks	10 (11+3)	0	6	3
	A605, Warmington bypass			
Section	5	6	7	8
No. of transverse cracks	1	5 (9+2)	0	9 (7+3)
Number in brackets denotes natural cracks observed in CBM prior to overlay + number of reflection cracks observed in overlay that do not correspond with curing cracks observed in CBM prior to overlay				

Table 3. Length of reflection cracking observed in trial sections (February 2001)

	A149, Ormesby St. Margaret			
Section	1	2	3	4
Length of transverse cracks	18.8	0	7.5	0.9
	A605, Warmington bypass			
Section	5	6	7	8
Length of transverse cracks (m)	0.6	1.3	0	16.0

With the exception of sections 5 and 6, all the pre-crack sections and their respective controls are 150m long, and so can be compared directly. Section 5 is 100m and its control, section 6 is 130m. Section 6 has 3.8 cracks per 100m length, and an equivalent 1m length of reflection cracking. Due to differing environmental and traffic conditions, as well as the different thickness of overlay the sections must be compared to their respective controls.

All the pre-crack sections are exhibiting a lower number and length of cracking than their respective controls. Section 5 and 6 present the least convincing data, but this is based on a very low number of small cracks. The concept of pre-cracking has been shown to work well. The different techniques have given a range of performance, the guillotine method (Section 2), is performing particularly well so far. Section 3, pre-cracked using the vibrating plate is not performing as well as the guillotine section, though this is suspected to be largely due to the inexperience of workmanship for the construction of the first pre-cracking trial in the UK. On the A605 section 7, also pre-cracked using a vibrating plate, the performance is very good with no cracking having yet occurred, despite a substantial length of cracking within the control. With these variations in performance between sites it is not possible to conclude that one pre-cracking method is definitely performing better than another.

4.3 Coring

Core samples were extracted at all the trial sections and have aided the evaluation of the success of each pre-cracking technique at each location. In particular, at all locations it has been clearly shown that the natural cracks in the control sections were wider and the aggregate interlock insufficient to withstand loads due to coring. At the natural crack locations where cores were able to be extruded to full depth they separated easily upon removal from the core barrel.

At each trial location the vibrating plate technique was used with favourable results. There are full depth cracks in the cores in all sections though the crack widths and visibility did vary. It has been verified by observation of the cores that if a crack is not visible at the

surface, this does not preclude the possibility of a pre-crack being present. In addition, a review of the load transfer data from the FWD verifies that the appearance of the crack at the surface does not necessarily correspond to the width, shape or crack load transfer efficiency at any given location.

At sites where the other pre-cracking techniques were used cores have also assisted with assessment of the techniques. For both the CRAFT and OLIVIA techniques cores have been obtained that show full-depth vertical cracking.

For the guillotine technique the cores were extracted where there was visible surface spalling at the pre-crack locations. Below the surface spalling no further cracks can be seen with the human eye, including wet and dry observations. In an attempt to view the cores in more detail a technique of vacuum pumping the cores with fluorescent dye was attempted. This technique has proved successful for viewing cracks in concrete in the past but unfortunately no cracks could be identified at this time. Despite this lack of clear cracking at the early age the technique has proved very successful as discussed above.

4.4 Falling Weight Deflectometer

The Falling Weight Deflectometer (FWD) is being used to assess the pavement stiffness. The measurements made by the FWD record the deflection bowl produced in the pavement when a measured load is applied. The shape and size of the bowl is controlled by the stiffness, thickness and position of the various layers within the pavement structure. Using a back-analysis technique, and knowing the thickness and position of the various layers, it is possible to calculate a value for the stiffness of the materials within the pavement. This process can be carried out by various computer programs, for this project the program used was MODULUS (Texas Transportation Institute, 1995)[2]. The analysis of all sections was based on a two-layer model. The first layer comprises all the bound layers (asphalt and CBM) and the second consists of any granular layers and subgrade combined. The nominal construction thicknesses were used throughout. The stiffness of the combined asphalt and CBM is not adjusted for the temperature of the asphalt. The measurements are made at the same time each year and this will help to minimise variation in the asphalt temperature.

The average stiffness results for each section are given in Table 4.

Table 4. Average bound layer stiffness of trial sections, 2001

	A149, Ormesby St. Margaret			
Section	1	2	3	4
Bound layer stiffness (GPa)	14.4	14.0	21.0	14.7
	A605, Warmington bypass			
Section	5	6	7	8
Bound layer stiffness (GPa)	14.6	15.7	6.5	8.3

There has been no evidence of reduced stiffness in the pre-cracked sections, compared to the controls. On the A149 Ormesby, section 1, the control, has an average stiffness value that is similar to sections 2 and 4. Section 3 has a much higher stiffness, though this is to do with anomalies in the construction such as the granular sub-base used instead of the CBM sub-base and the associated services. This can be clearly seen in Figure 1, where the stiffness values in section 3 are much less consistent than the other sections. As the bound layers contain an asphalt layer there will be some degree of temperature dependence in the results. No

temperature correction is available for concrete, so no temperature correction has been applied to the combined layer stiffness results presented. This means that results should be compared relative to the control in the relevant year. It can be seen that the pavement stiffness has not changed appreciably between 1998 and 2001.

The average values for sections 7 and 8 (control) indicate a lower value for the pre-cracked section. However, the range of results gained for the two sites being very similar, and there have been consistent results over time, as can be seen in Figure 2.

Similar results, in terms of consistency over time and between sections has been gained for the other sites. The one site to show changes over time is A605, sections 5 and 6. Although the general stiffness results have been consistent between years, in 2001 a number of points have given low results on section 5, helping to give the lower average stiffness results presented. This can be seen clearly in Figure 3. There are low points at 0, 30 and 80m chainage in 2001 that were not present in 1998. At face value this could suggest that the pre-cracking has led to premature deterioration of the pavement. However, longitudinal profile results indicate that the problem is likely to be related to settlement of the embankment fill on which the pavement lies.

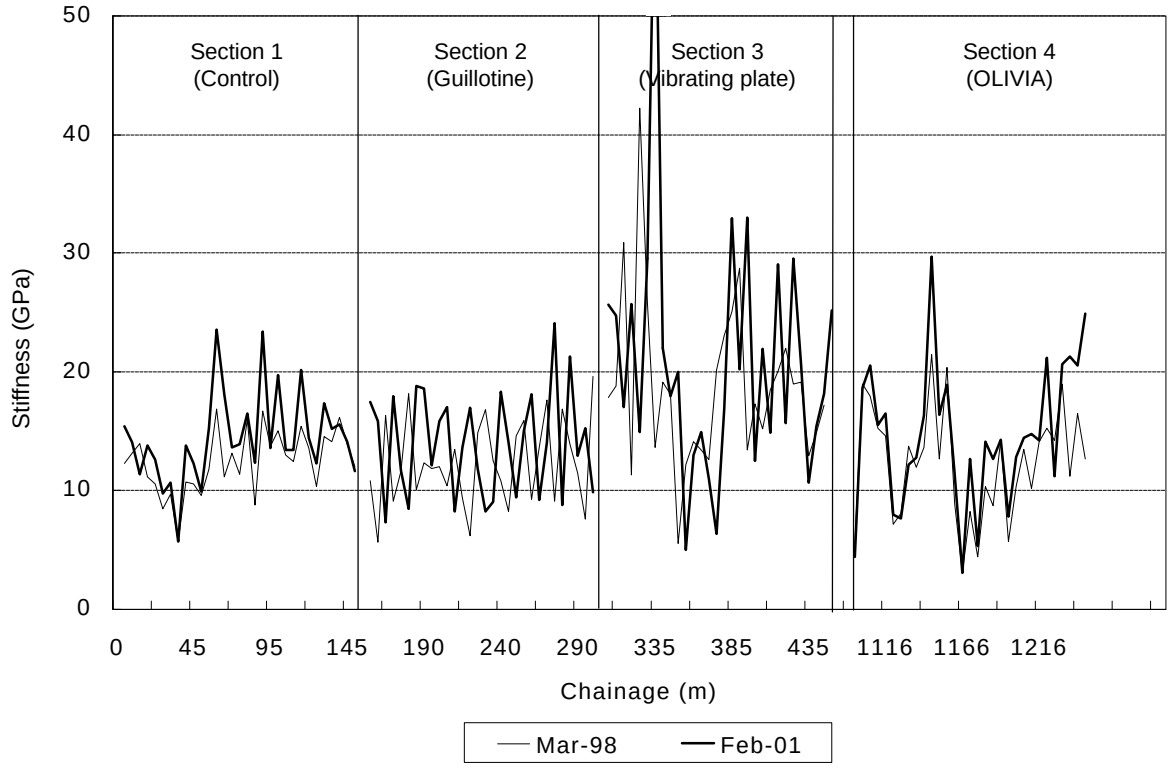


Figure 1. FWD back analysis results for the A149 Ormesby trial site

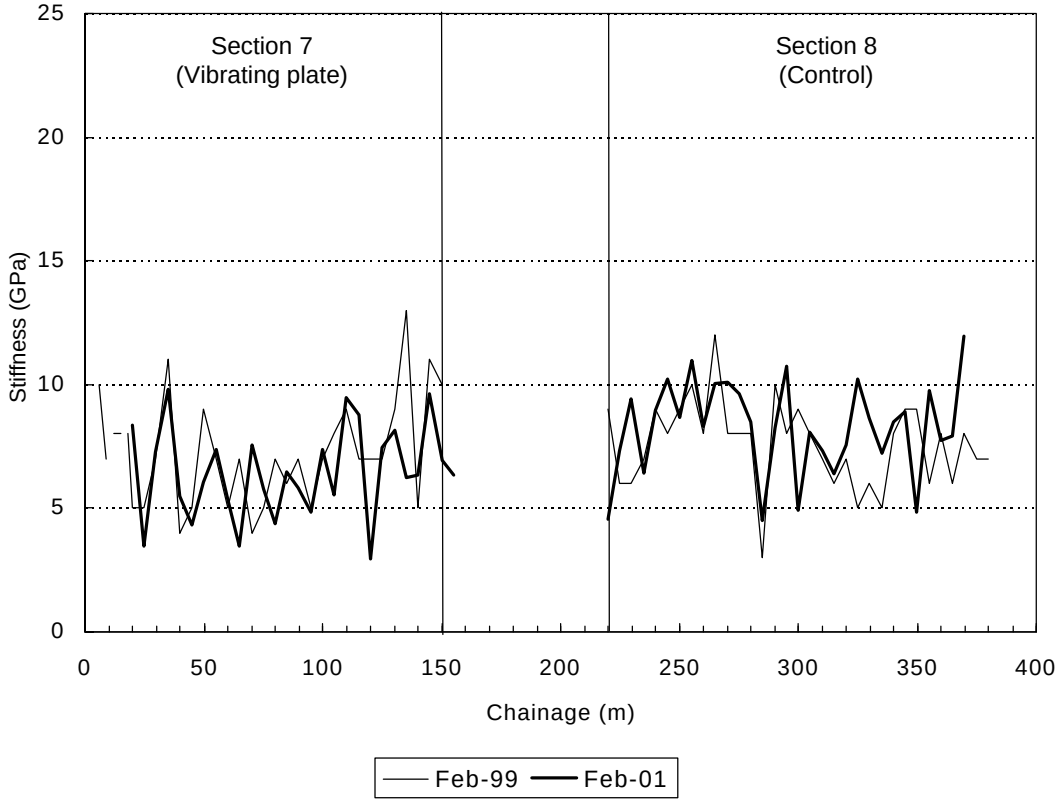


Figure 2. FWD results on the A605 Warmington trial site, Sections 7 and 8

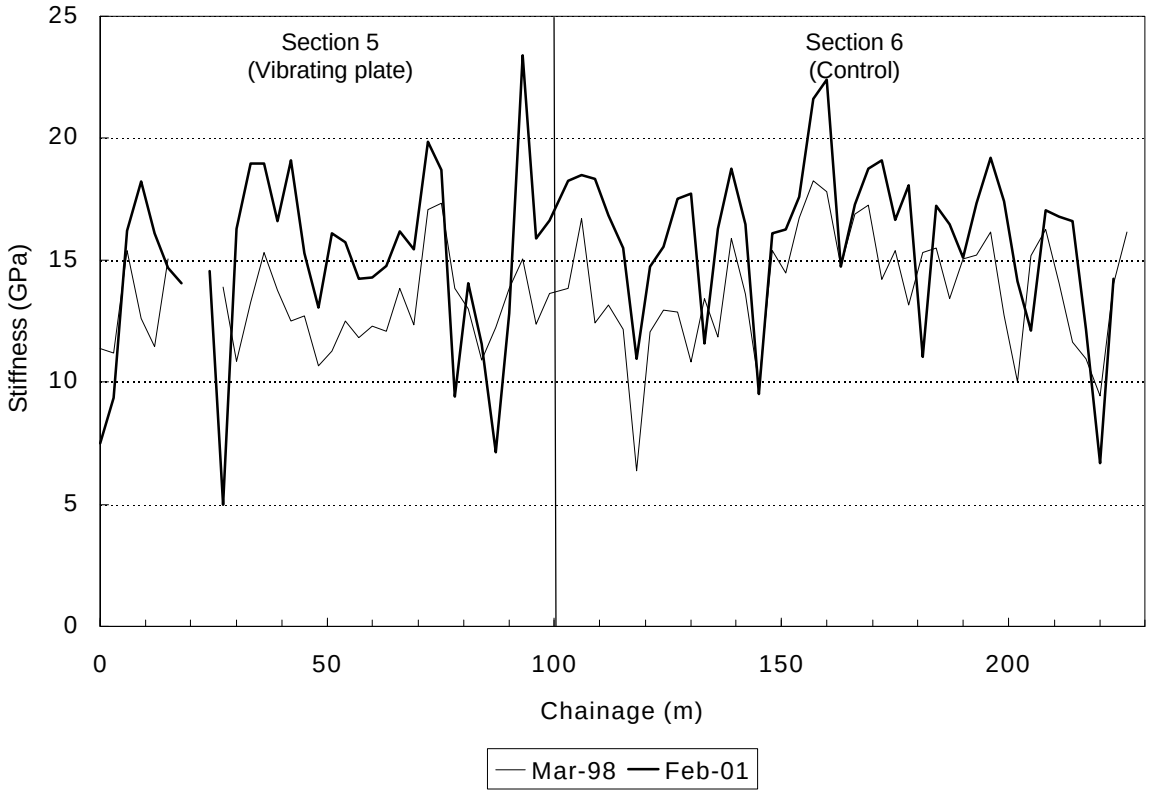


Figure 3. FWD results on the A605 Warmington trial site, Sections 5 and 6

4.5 High-speed Survey Vehicle

The TRL High-speed Survey Vehicle (HSV) was used to measure the longitudinal profile of the pavement surface. The laser-based measuring equipment mounted in the HSV provides a self-contained recording and analysis system.

In addition to the measure of current pavement profile, the proportional change in variance (PCV) over a two year period at the 3m wavelength as moving average variance gives an indication of the structural condition of the pavement [2]. The DMRB Advice Note HA69/93 [4] recommends a PCV value of 0.6 as the threshold between sound pavements and those with a low level of distress and 1.2 as the threshold value between a low level of distress and distress which is considered to be serious enough to warrant further investigation.

The PCV values recorded on the pre-cracked sections were in all cases the same as, or lower, than on their respective controls. The highest recorded PCV was 0.3, well below the 0.6 threshold value. There was no sign of any structural changes taking place in any of the sections.

The longitudinal profile of the pavement is routinely measured at 3m, 10m and 30m wavelengths. Changes in the 30m wavelength generally indicate movements within the lower levels of the pavement structure. The 30m variance measured o the A605, sections 5 and 6, is presented in Figure 4.

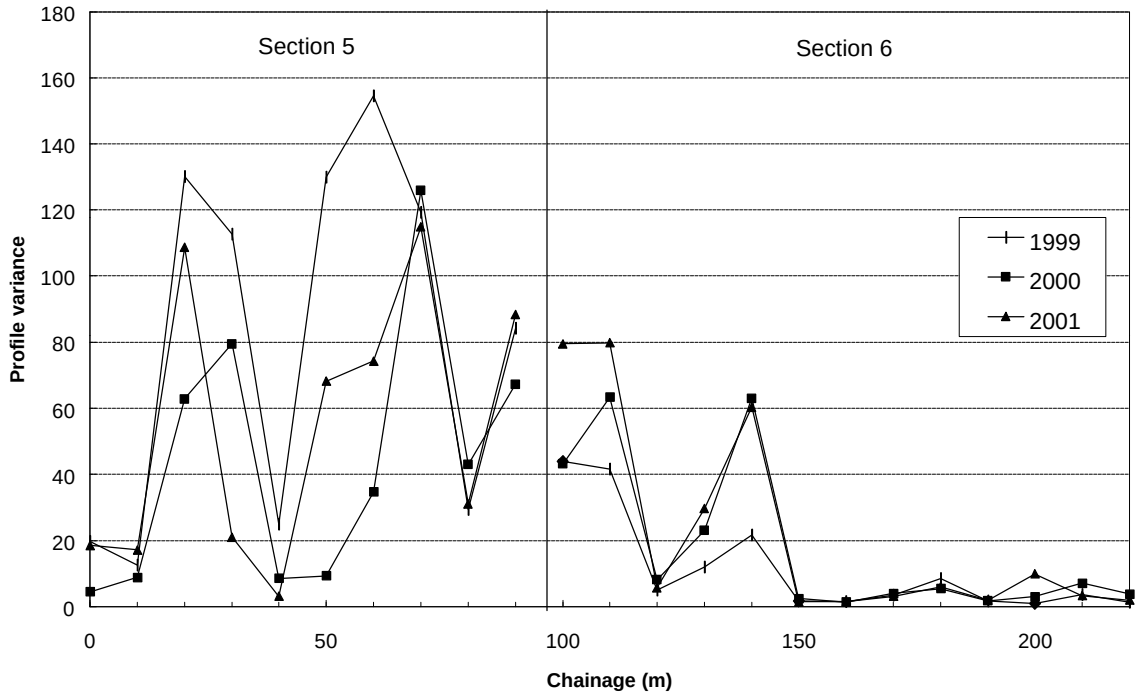


Figure 4. 30mWavelength profile variance, A605 Warmington

It is clear that the wavelength is inconsistent throughout section 5 and the first 50m of section 6. The inconsistency at the start of Section 6 indicates that the pre-cracking is not a factor within the changing profile. Indeed at this wavelength it is likely to be settlement or

subsidence that causes changes. In this case the pavement was built on a new embankment, the embankment ends before the end of section 6. It is the settlement of this embankment that is believed to have caused the low stiffness readings in 2001 for the pre-cracked Section 5. Section 6 does not exhibiting similar trends as it is built on an area where the embankment is thinner and comes to an end.

5. CONCLUSION

5.1 Specification

A specification for pre-cracking has now been published in the UK Specification for Highway Works[5] and the inclusion of pre-cracking does now permit a reduction in the asphalt overlay thickness for UK designs. The specification has been developed to recognise the importance of the correct placement of pre-cracks, sufficient crack protection and confirmation throughout the contract by coring and visual inspection of the surface to monitor the crack spacing.

5.2 Design

The evidence from these trials, plus the experience in other European countries, has been sufficient to propose the pre-cracking of all new semi-rigid pavements in the UK. The amended designs are not published at this point in time, but the proposals include a reduction in asphalt overlay thickness. The proposals are conservative in terms of the reduction in asphalt thickness. High traffic levels in the UK make maintenance costly in terms of traffic disruption. It is believed that benefits in the form of reduced construction costs and reduced maintenance will be gained by the application of pre-cracking. The trials will continue to give useful data for a long period of time and the UK semi-rigid designs will be reviewed and amended further as further evidence from these trials, and new schemes, is gained.

6. REFERENCES

(1) ELLIS S J, M A MEGAN and L A WILDE (1997). Construction of full-scale trials to evaluate the performance of induced cracked CBM roadbases. TRL Report 289. Transport Research Laboratory, Crowthorne.

(2) TEXAS TRANSPORTATION INSTITUTE (1990). MODULUS Version 4.0. Texas Transportation Institute, Texas, United States of America.

(3) JORDAN P G and D R C COOPER (1989). Road profile deterioration as an indicator of structural condition. Department of Transport TRRL Report RR183. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne.

(4) DESIGN MANUAL FOR ROADS AND BRIDGES (1993). Assessment of road condition from surveys with the high-speed road monitor. Departmental advice note HA 69/93. Department of Transport, London.

(5) SPECIFICATION FOR HIGHWAY WORKS (1998). Manual of Contract Documents for Highway Works. Volume 1 (MCHW1) Specification for highway works. London, TSO, 1998.

Copyright Transport Research Laboratory 2001. The contents of this report are the responsibility of the author and the Chief Executive of TRL Limited. They do not necessarily represent the views or policies of the Highways Agency. Extracts from the text may be produced, except for commercial purposes, provided the source is acknowledged.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

RECICLADO IN SITU CON CEMENTO
LA EXPERIENCIA BELGA

IN-SITU RECYCLING WITH CEMENT
THE BELGIAN EXPERIENCE

A. Jasienski
Chief Engineer – Infrastructure
Federation of the Belgian cement industry – FEBELCEM
Voltastreet 8
1050 Brussels (Belgium)
a.jasienski@febelcem.be

L. Rens
Engineer – Infrastructure
Federation of the Belgian cement industry – FEBELCEM
Voltastreet 8
1050 Brussels (Belgium)
l.rens@febelcem.be

RESUMEN

En esta comunicación se realiza un balance de las distintas obras y de la situación en Bélgica del reciclado in situ de firmes con cemento. Las principales operaciones de esta técnica se exponen resumiendo el « Código de buena práctica », un documento claro, preciso y práctico que existe en el sur de Bélgica (Valonia) desde el año 1965.

Las realizaciones belgas de los diez últimos años, cuyos resultados son muy satisfactorios, se presentan en una tabla de síntesis. Para una obra reciente, se aclara la puesta en práctica y se discuten los ensayos realizados antes, durante y después de las obras.

Desde hace unos años, se dispone en Bélgica de Pliegos de Condiciones en donde se recogen las prescripciones técnicas y las exigencias que deben cumplir los resultados del reciclado. Dichos Pliegos se resumen también en esta comunicación.

Por último, se ponen de relieve las ventajas económicas y medioambientales de la técnica de estabilización mediante dos ejemplos de estabilización in situ de cenizas para su empleo como subbase. A pesar de ello, resulta necesario realizar un esfuerzo suplementario para promocionar esta técnica y proporcionar incentivos financieros con el fin de acelerar el desarrollo del reciclado in situ en Bélgica.

ABSTRACT

This paper presents the progress to date of various worksites in Belgium where stabilisation by recycling in situ with cement has been applied. The main operations of this method are present in the summary of the «Guidelines», a clear, precise and practical document that has existed in the South of Belgium (Walloon) since 1995.

The use of this method over the last years in Belgium has produced satisfactory results. These are presented in a summarised table. For a recent worksite, the use is elucidated and tests before, during and after works are discussed.

For some years now, specifications have been introduced in Belgium containing technical provisions and the requirements to which the recycling results must satisfy. These are also summarised.

And, finally, the economical and ecological advantages of the stabilisation technique are illustrated with the help of two examples concerning ash recovery in subbases. In spite of the progress made, more effort must be made to promote this technique and provide financial stimuli in order to accelerate the development of in situ recycling in Belgium.

PALABRAS CLAVE

Reciclado, in situ, cemento, estabilización, Belgica.

KEY WORDS

Recycling, in situ, cement, stabilisation, Belgium.

1. INTRODUCTION

In situ pavement recycling using cement is a well-tested technique now. The first experiences with this method in other countries, i.e. USA and France, were made in the fifties. Since 1985, it has been gaining importance and has been considerably improved.

Despite the fact that recycling is one of the important questions in Belgium, few applications have been carried out. As remainder, this method consists of mixing on site cement with the already available crushed stones. Thus is an excellent recycling method. It requires little or no transport except for a generally very small quantity of additional material, cement and water.

The first Belgian worksite was at Vaux-sur-Sûre in 1989. Now, some 12 years later, it seems that the advantages and feasibility conditions of recycling need to be discussed again and the different worksites, where this technique has been employed need to be presented as well as the conclusions drawn.

2. GUIDELINES

To facilitate the growth of in situ recycling with cement technique, in 1995, the Division des Infrastructures subsidiées of the General Administration for Local Authorities of the Ministry of Walloon Region published detailed guidelines for engineers. These guidelines are clear, exact and practical. The force lines of this document and the main recycling operations are summarised below.

2.1 Feasibility study

Preliminary studies must be carried out rigorously. This is an essential condition for the success of recycling. The feasibility study aims at:

- verifying the feasibility of recycling ;
- determining the mechanical characteristics of the material to be recycled ;
- enabling special specifications to be prepared ;
- estimating the cost and yield of the project.

The feasibility study consists of several steps :

- searching the history of the road to determine the nature and the thickness of the layers making up the pavement ;
- visual examination, based on which any heterogeneity and structural defects can be observed on the pavement and based on which it can be decided on the removal sites and connected works ;
- sampling in order to establish the profile across type of pavement ;
- granulometric analysis to determine whether in situ crushing is necessary and to estimate the calibre and quantity of material to be added ;
- a quick stabilisation test on the 0/4 fraction of the mixture to control the ability to the setting of the cement.

2.2 Materials

The material to be recycled must comply with certain granulometric criteria. The ideal granulometric curve is a curve of the Talbot equation:

$$y = 100 \times (d/D)^{0,4}$$

In which y is passing through sieve d in %, d is the mesh of the sieve in mm and D is the dimension of the largest element in mm. Generally, a tolerance of more or less 5 to 10 % is admitted on this curve on the percent of passing through sieve d. The comparison between the granulometric curve of the material removed and that of the Talbot enables the deposit quality to be evaluated and the quantity and granulometry of the additional materials can be determined.

If the pavement to be recycled has more than 10 % of gauge elements greater than 80 mm, crushing of the material may be technically and even economically interesting.

The recommended binder is cement of the type CEM I LA or CEM III A LA of resistance category 42.5 (or 32.5) dosed at 6 % of the entire layer to be recycled.

Generally, before execution, contractors should carry out studies to determine the exact percent of water, cement and additional materials to be used to obtain a mixture satisfying the requirements of the specifications.

2.3 Execution

The different operations to carry out are:

- spread the additional materials and lightly compact them ;
- spread the cement if it is not incorporated in the form of grout in the mixer ;
- fractionate the layers of pavement into usable granulate ;
- moisture the product to ensure hydration of the cement and so that the mixture can be compacted under optimum conditions ;
- mix the product obtained and the different additional materials to prepare a homogenous product ;
- thoroughly level and compact the new material in order to obtain a stable pavement support ;
- protect the material against drying.

Generally, fractionating, moistening and mixing of the products are done with the same specific machine. Many constructors, having understood the advantages of this method, have developed engines that can perform these activities under good conditions. As purely indication, we cite some here : RACO – CATERPILLAR – WIRTGEN – BJD – ARC 700 – BOMAG etc …

3. REALISATIONS IN BELGIUM

The main achievements in Belgium are listed in Table 1 below.

Table 1 : Main Belgian realisations of stabilisation by recycling in situ

YEAR	SITE	AREA	MACHINE	COVER
1989	Vaux-sur-Sûre	6.000 m²	BJD	Surface coating
1990	Libin	1.700 m²	BJD	Surface coating
	Paliseul	5.700 m²	BJD	Surface coating
	Sombreffe	3.200 m²	BJD	Surface coating
1991	Lavaux-Ste-Anne	18.000 m²	BJD	Surface coating
	Francorchamps	21.500 m²	ARC 700	Part grouting (6 cm) type IIIC Draining coating
1992	Philippeville	8.500 m²	WIRTGEN[1]	Surface coating
1993	Geetbets	9.000 m²	WIRTGEN	Surface coating
	Borgloon	5.000 m²	WIRTGEN	Surface coating
	Plombières	17.000 m²	ARC 700	Part grouting (6 cm) Type I
	Messancy	14.100 m²	ARC 700	Surface coating
	Messancy	11.000 m²	ARC 700	type IV
1994	Bierset I & II	4.000 m²	ARC 700	Part grouting (6 cm) Type I
	E40-Eupen-Thimister	22.500 m²	BJD	(Retreat of the foundation)
	Waimes	23.400 m²	ARC 700 [2]	Binder 20/40 Type IIIA SMA coating
1996	Mariembourg	16.300 m²	WIRTGEN	Type I
1997	Attert	6.000 m²	WIRTGEN	Type I
	Bertogne	20.600 m²	WIRTGEN	Type III + Type I
	Hasselt	6.000 m²		
1998	Saint-Ghislain	33.600 m²	BOMAG	
1999	Marche-en-Famenne	11.000 m²	WIRTGEN	Surface coating
	Paliseul	8.500 m²	WIRTGEN	
	Zandhoven	3.200 m²	WIRTGEN	Type III + Type I
	Orival	11.000 m²	BOMAG	
2000	Attert	8.000 m²	WIRTGEN	
2001	Ghislenghien	1050 m²	BOMAG	Type IIIA
	Courcelles	4300 m²	BOMAG	Concrete
	Estaimpuis	1750 m²	BOMAG	Type IIIB + Type IV
TOTAL		**301.900 m²**		

[1] At Philippeville, cement and additional materials were mixed in a plant, the fabricated concrete was spread with a finisher then mixed on site with the materials.

[2] At Waimes, a moving crusher was used to reduce the dimensions of the existing stones of the subbase and the linear elements to a 0/56 continuous granulometry.

Results obtained
Except for the very first worksites, where lack of experience, inadequate material sometimes used and non compliance with certain stipulations and recommendations, notably with respect to compacting and protection against desiccation have resulted in some local defaults, the global results obtained are excellent and both on rural roads and on regional and communal networks.
The resistance to average compression obtained at different worksites show that the results are satisfactory and comply with imposed stipulations : the standard specifications impose an average resistance of 8 MPa at 90 days on 200 cm² cores. The resistance obtained at 90 days on 100 cm² cores is given below for certain worksites:

- Vaux-sur-Sûre: 9.2 N/mm²
- Lavaux-Ste-Anne: 8.7 N/mm²
- Francorchamps: 13.5 N/mm² (on 200 cm² cores)
- Philippeville: 17.9 N/mm²
- Messancy: 11.2 N/mm²
- Bierset 12.1 N/mm² (on cubes 20x20x20)
- Waimes: 15.0 N/mm² (on cubes 20x20x20)
- Attert: 10.6 N/mm²
- Marche-en-Famenne 11.7 N/mm²

Nevertheless, relatively considerable dispersions have been observed, which are due to the heterogeneity of the sand, gravel and stones in place. these differences are acceptable with respect to an on site recycling technique.

The resistance to freezing of the renovated structures is ensured by adequately dosing cement and good compacting. On the other hand, immersion resistance tests have shown that the relationship of resistance of specimens subjected to immersion and control specimens as described in the specifications reach 80 %, higher than the 70 % normally stipulated.

4. THE WORKSITE AT MARCHE-EN-FAMENNE : A GLIMPSE AT THE TESTS BEFORE, DURING AND, AFTER THE WORKS

In 1997, the communal administration of Marche-en-Famenne, a city in Southern Belgium, inspired by a project in a neighbouring commune, planned the development of an agricultural road using on site recycling. The different phrases in the conception and execution of works will be presented below.

The road was about 2.5 km long and 4 m wide, which has been increased to 5 m for a part of the route. The asphalt surface layer and the foundation (15 cm of stones) were in very bad condition.

Material was removed on site four times to determine the granulometric composition and to carry out a feasibility test with respect to stabilisation with cement. Granulometric analysis by sieving produced four similar curves, of which the average is presented in Figure 1, compared with the Talbot curve.

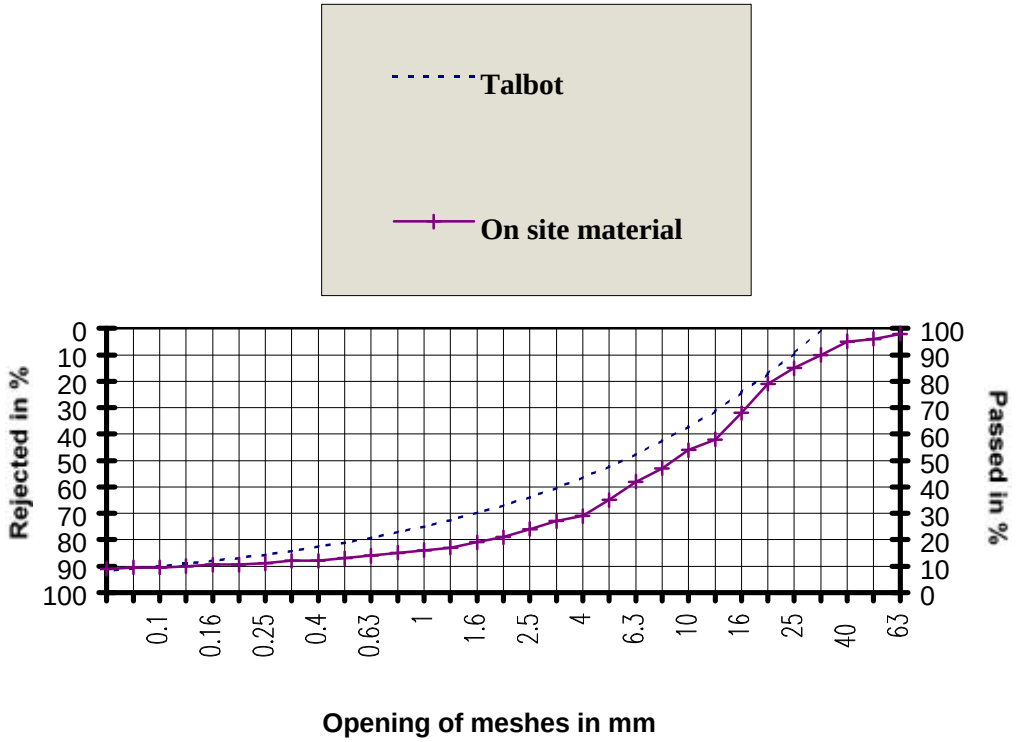


Figure 1 : Marche-en-Famenne – granulometry of the on site material compared with the Talbot curve

To control stabilisation, mixtures were prepared from the 0/4 fraction of material removed on site to 4 samples and from crushed limestone sand according to the following composition:

Table 2 : Marche-en Famenne –composition of the 0/4 mixture fraction

Limestone sand	0 / 3,15	50 %
Sand taken on site	Sample 1	12.5 %
	Sample 2	12.5 %
	Sample 3	12.5 %
	Sample 4	12,5 %

The quantity of CEM III/A – 42.5 LA cement added to the mixture corresponded to 15 % by weight of the inert substances.
Different Proctor Standard specimens were compacted with different water contents. After a storage period of 7 days in a humid chamber at 20° C and 95 % relative humidity, the resistance to compression was determined. The results, which were satisfactory are presented in Table 3.

Table 3 : Marche-en Famenne – results of quick stabilisation test

Water content (%)	6	7	7,5	8	9
Resistance to compression after 7 days (N/mm^2)	13.0	21.0	20.8	15.5	17.5

On the basis of the composition of the on site material, 0/32 crushed limestone, limited in fine, was chosen as additional material. A sample was taken on site before the recycling machine and a granulometric analysis was performed. Before re-treatment, these materials were spread into a 15 cm thick layer (compacted).

CEM III/A 42.4 LA was used as cement (blast furnace cement with limited alkalis content). The cement and water to be added were added automatically in the form of a grout. The cement was added at a rate of 6 % of the inert; water added corresponded to around 3 % of the dry material (inert + cement), since it was expected that the water content of the on site material was around 4 %.
Milling of the lower layer of 10 cm thickness of the on site material and mixture of the different additional materials were executed in one operation by the re-treatment machine:

- thickness re-treat layer : $\pm$ 25 cm
- total width is 4 m (2 passages of the machine with overlap, the width of the machine is 2.44 m).

The treated material was compressed by vibrating roller and from the second day, smoothened by the leveller. The surface was finished by a last passing of the roller.

Re-treated material, not yet compressed, was removed for testing, directly behind the machine:

- determination of the humidity in microwave oven produced the following values :

Table 4 : Marche-en Famenne – water content and bulk density

	Average value	Standard deviation
Humidity (%)	7,19	1,21
Bulk density (kg/m^3)	2370	33

- fabrication of 20 cm edge control cubes for the compression tests after 7, 28, and, 90 days, which produced the following results :
-

Table 5 : Marche-en Famenne – resistance to compression on cubes 20x20x20 cm^3

	Average value	Standard deviation
Resistance to compression after 7 days	12.56	6.3
Resistance to compression after 28 days	20.1	9.5
Resistance to compression after 91 days	24.9	11.8

- control of the inert substances of the re-treated material is given in Figure 2:



Figure 2 : Marche-en Famenne – inert substances of the retreated material compared with the Talbot curve

Five months after execution of works, 11 cores were removed, distributed uniformly over the length of the road. The cores had a 100 cm² section. The thickness of the asphalt layer and the layer of re-treated material were measured. In view of the irregular character of the lower surface of the layer of re-treated material, the measurement of the thickness of this layer is given only as indication but it was not controlled contractually.
Then, the compression samples, having a height of 10 cm were cut into the cores. A difference was made between the specimens taken in the upper part, lower part or middle of the core. The results are satisfactory but the dispersions of values are significant (see Table 5). Sometimes, they are due to local or temporary circumstances at the worksite. For example, to remedy a sub-ground, locally of very small load-bearing capacity, cement was added manually, this leading to very good results for the compression resistance, comparable to the results obtained with rich concrete.

Disregarding the results of the extreme values and the values obtained from the specimens from the lower part, the results obtained are much more coherent (see Table 6).

Table 6 : Marche-en Famenne – thickness of layers and resistance of compression of the cores (100 cm²)

	Mean value	Standard deviation
Thickness of asphalt layer (cm)	4.98	0.67
Indicative thickness of layer of re-treated material (cm)	22.7	4.4
Resistance to compression (all specimens) (N/mm²)	11.7	7.8
Resistance to compression (high parts)) (N/mm²)	15.0	9.2
Resistance to compression (middle parts) (N/mm²)	11.8	7.2
Resistance to compression (lower parts) (N/mm²)	7.1	3.4
Resistance to compression (without lower parts, without extreme values) (N/mm²)	12.9	5.1

5. PRESCRIPTIONS IN THE STANDARD SPECIFICATIONS

The different implementations allow exact specifications to be presented, included in the standard specifications of the three Belgian regions : Flemish Region, Walloon Region and Brussels –Capital Region. These different clauses are summarily compared below.

5.1. Walloon Region

The Walloon standard specifications –RW99 – foresee a very exact article titled "On site recycling using cement ".

In the description, the thickness of bituminous layer is limited to one third of that of the layer to be treated and concrete and paving roads are excluded. Crushing before is foreseen, see § 2.2. The material must satisfy granularity criteria, described by the Talbot curve with a tolerance of ± 5 %. Otherwise, a corrective additional material is needed.
The composition of the mixture must be justified by a study certified by an approved laboratory. The contractors must provide the laboratory with samples of the material taken on site (at least 200 kg per sample) and additional materials if there are to be used (at least 100 kg). Sampling is to be done at a rate of at least a drilling per 500 m of road and alternatively by half pavement.
The contents of the report are synthesised in Table 7 below:

Table 7 : RW 99 – Elements of the laboratory report concerning the composition of the mixture

Granularity of the material removed on site +content of elements lower than 0,063 mm
Content of organic compounds
Granularity of any additional materials
Granularity of the mixture (in situ material + additional material)
Modified Proctor curve of the mixture with 6 % cement content of the dry mass
Quantity of cement needed to obtain a minimum resistance to compression after 7 days of 8 MPa on modified Proctor moulds (dosage fixed at 6 % if the method provides a lower value)
Resistance to immersion by comparison of a series of specimens immersed under water and a second series of specimens kept in a humid atmosphere. The average resistance to compression of the first series must be greater than or equal to 70 % of that of the second series.

The paragraph concerning the execution describes in detail the procedure to be used. The most important elements are mentioned here:

- Preparation :the surface coating must be cleaned
- Distribution of additional materials, cement and water: the maximum deviations are foreseen for the quantities stipulated for the additional materials (2%), for the quantity of cement (5%) and for the optimum modified Proctor (1%).
- Fragmentation and mixing :minimum power for the fragmentation machine
- Compacting and finishing : for thickness less than or equal to 25 cm at least one vibrating roller with smooth rim, for thickness greater than 25 cm a roller with a type(> 2,7 tons per wheel)
- Protection against drying : moderate sprinkling with water immediately after the last passage of the compressing machine followed at the end of the day by spreading bitumen and sand
- Putting into service : small traffic after 4 hours, normal traffic after the putting on the surface of coating layer

In the specifications paragraph, the desired load-bearing capacity is expressed by the compressibility coefficient, which must be treated to or equal to 110 MPa (plate test – 200 cm^2). The minimum mean resistance R'bm and the minimum individual resistance R'bi of the cores, at least 90 days old on 200 cm^2 cores extracted from the stabilised layer are 8 MPa and 6.5 MPa respectively.

A fourth paragraph describes tests during execution and after execution and a fifth and last paragraph regulates the payment mode (measuring and reductions).

5.2 Flemish Region

The Flemish standard specifications are much less exact: the Talbot curve is not demanded, nor the laboratory report and the execution modalities are only succinctly described. The other specifications (resistance to compression, cement content, load-bearing capacity, compressing, protection against drying, putting into service) correspond more or less to the Walloon standard specifications but are not formulated as strictly.

5.3 Brussels-Capital

The Brussels standard specifications (CCT 2000) does not talk about on site recycling but only treating the ground in order to obtain a load-bearing capacity of 17 MPa (plate test).

6. ECONOMIC AND ECOLOGICAL ADVANTAGES : OTHER EXAMPLES OF STABILISATION APPLICATIONS

In spite of the considerable efforts by the different Belgian regions and by research centres to make this technique known, there have been few applications in Belgium, slightly more than 300,000 m² in 10 years. Certain engineers, public administrations and contractors are not really willing to invest in innovative techniques even if they have provided positive results in the practice. The actual policies of the regions as regard environmental protection must provide a new and considerable stimulus in this respect.

The following examples clearly show how stabilisation using cement can offer an adequate solution for realisation of a subgrade. The first is the construction of a multimodal platform at the Port of Brussels. This platform has a container terminal for activities associated with water, a rail terminal as well as storage place and a logistical warehouse. During execution of works, the public administration was faced with a problem concerning the presence of ashes under a demolished building. Faced with the cost of possibly evacuating this material and supported by the Brussels Institute for Environmental Management, the Administration opted for on site recycling, stabilising the ashes by using cement at the subgrade (27 cm thickness) of the grounds foreseen for storing the containers. The foreseen load-bearing capacity of 35 MPa was complying with the standard specifications.

On the other hand, this was not the only form of material recycling foreseen in this project. In effect, the rubble coming from demolition of the reinforced concrete hangar was stabilised with cement and served as sub-base (37 cm) for the concrete paving blocks (12 cm).

A second similar example concerns the stabilisation of cinder coming from the metallurgic factories, of which the contents of heavy metals (As, Cd, Cu, Ni, Pb, Zn, Co,Mo, Sb) largely exceed the quantities admitted by environmental legislation. These cinders were used at the time as surface material for more than 500 km of rural and forestry roads. Clearing by evacuation, in compliance with valid regulations would have cost more than 100 million Euros. In order to avoid continuous pollution by dust and from lixiviation in the soil, it was decided to stabilise this cinder by using cement at the plant and then using this product as foundation layer for the new cement concrete cyclable roads and trails.

These examples show that in spite of the absence of public subsidies, the economic and ecological advantages of on site recycling are sufficient to convince responsible engineers to use this technique.

7. CONCLUSIONS

Stabilisation by recycling in situ with cement is an excellent recycling technique. It improves existing material without producing waste and limits the transport of new products. This technique has been well studied and it has a promising future.

Technical specifications in line with actual know how have been introduced in Belgian standard specifications. Nevertheless, there are not a lot of applications.

It is quite true that the way of tendering used in most cases does not facilitate the development of non-traditional and innovating techniques. Also, the necessity to perform laboratory tests at the very early stage to ensure the feasibility, absence of financial incitement or the absence of obligation does not encourage public administrations and contractors to use recycling methods still considered as not reliable enough.

And finally, particular effort must be made to promote this method with respect to building sponsors and conceptors. Besides the economic and ecological advantages inherent to this method, financial incitements can convince those responsible for projects to choose this completely manageable technique.

REFERENCES

1. M. Chomis, A. Jasienski
   Le retraitement en place des chaussées au moyen de ciment - Le chantier expérimental de Messancy (Belgique)
   7ème Symposium International des Routes en Béton
   Vienne, 3-5 octobre 1994, Session III, pp. 111-116

2. C. Ployaert
   Le retraitement au ciment des routes rurales
   Mémoire de fin d'études
   Faculté Universitaire des Sciences Agronomiques de Gembloux. Unité de Résistance des matériaux et constructions du génie rural
   Belgique, 1993, 94 p. et annexes

3. Le retraitement en place des chaussées au moyen de ciment. Economique - Ecologique - Performant - Code de bonne pratique
   Ministère de la Région wallonne - Direction générale des Pouvoirs locaux - Division des Infrastructures routières subsidiées
   Mars 1995

4. M. Chomis, A. Jasienski, C. Ployaert, P. Sion, J.C. Verbrugge
   L'expérience belge en matière de retraitement en place des chaussées au moyen de ciment
   XVIIIème Congrès belge de la route
   Bruges, 2-5 septembre 1997, Thème 3, pp. 240-244

5. S. Wirgot, C. Ployaert, P. Van Audenhove
   Rapports d'essais n° 83.294, 84.554, 84.555, 84.556 et 84.758.
   Centre de Recherche de l'Industrie Cimentière (C.R.I.C.)
   1999-2000

6. Risico-analyse en sanering van wegen bedekt met assen en slakken uit de non-ferro industrie.
   Verslag van een studie uitgevoerd in opdracht van de Openbare Afvalstoffenmaatschappij voor het Vlaamse Gewest.
   K. Van den Broeck, C. Vandecasteele - Katholieke Universiteit Leuven
   P. Berghmans, C. Cornelis, V. Dutré, J. Nouwen, P. Seuntjes – Vlaamse Instelling voor Technologisch Onderzoek
   Juni 2000

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001 SALAMANCA (ESPAÑA)

COMPARACIÓN ENTRE RECICLADOS IN SITU CON CEMENTO Y ESPUMA DE BETÚN, O CON EMULSIÓN EN VANGUARD DRIVE (AFRICA DEL SUR)

COMPARISONS BETWEEN IN SITU RECYCLING WITH CEMENT AND FOAMED BITUMEN OR EMULSION ON VANGUARD DRIVE IN SOUTH AFRICA

KJ Jenkins
SANRAL Chair: Pavement Engineering
Department of Civil Engineering
University of Stellenbosch
Private Bag X1
Matieland 7602
South Africa
kjenkins@ing.sun.ac.za

MFC van de Ven
Associate Professor
Delft University of Technology
Section of Road and Railroad Engineering
PO Box 5048
2600 GA Delft
The Netherlands
M.vandeVen@citg.tudelft.nl

RESUMEN
La rehabilitación de la carretera Vanguard Drive, en la provincia sudafricana del Cabo, para la que se eligió el método de recicado en frío in situ, supuso una oportunidad ideal para realizar una comparación del empleo combinado de cemento con emulsión bituminosa o con betún espumado. Con este objeto se construyeron como parte de la obra dos tramos de ensayo adyacentes, siendo su pricipal deferencia el tipo de conglomerante. El reciclado se llevó a cabo en una profundidad de 300 mm, creando una capa compuesta por los materiales de la rodadura bituminosa, la base granular de buena calidad y parte de la subbase granular de "ferricrete". En todas las mezclas se incluyó cemento.

Habida cuenta del elevado tráfico de la carretera (más de 1000 vehículos pesados por día) y de la necesidad de acomodar el tráfico por semianchos durante la construcción, en los tramos de ensayo se contemplaron dos métodos diferentes de protección (con o sin emulsión diluida) de la capa reciclada antes de su puesta en servicio.

Para analizar los efectos de una apertura temprana al tráfico de las capas tratadas con betún espumado o con emulsión, se llevaron a cabo ensayos acelerados del firme mediante un Simulador de Carga Móvil Modelo MMLS Mk3, con ruedas "super sencillas" a escala 1/3. Los resultados de los ensayos de laboratorio mostraron el importante papel de la adición de cemento en el desarrollo de las propiedades resistentes a corta edad. Se realizaron también ensayos triaxiales en laboratorio para caracterizar los materiales y proporcionar parámetros de entrada para el análisis del comportamiento de la capa tratada con betún espumado. Esto permitió el análisis por elementos finitos de la estructura de firme incorporando este material, cuyos resultados pudieron ser comprobdos mediante un euqipo de Ensayo Acelerado de Firmes (APT).

En la comunicación se incluyen conclusiones extraidas del comportamiento de la capa reciclada en cuanto al desgaste de la superficie y otros aspectos prácticos, análisis de las variaciones de la densidad en el espesor de la capa compactada, consideraciones de resistencia a edades tempranas y otras cuestiones técnicas, así como directrices para el análisis de los firmes de acuerdo con los resultados de los ensayos triaxiales y de tráfico acelerado (APT).

ABSTRACT
The contract for the rehabilitation of Vanguard Drive in the Western Cape, South Africa, which was tendered as a Cold in Place Recycling contract, provided the ideal opportunity for comparisons to be made between the use of emulsion and foamed bitumen binders with cement. For this purpose two adjacent trial sections were constructed as part of the contract, with the main variable being the type of binder. Recycling was carried out to a depth of 300 mm creating a composite layer of asphalt surfacing, good quality granular base and some ferricrete gravel sub-base. Cement was included in all recycled mixes**.**

Considering high levels of traffic on the route (more than 1000 vehicles per day) and the need for accommodation of traffic in half-widths during construction, two different methods of treatment of the recycled layer were included in the test sections. These included slushing with and without diluted emulsion before opening to traffic.

In order to analyse the effects of early traffic on the foam and emulsion treated layers, accelerated pavement testing was carried out on site using an Model Mobile Load Simulator MMLS Mk3,

with 1/3 scale “super single” wheels. Results from lab testing indicated the important role cement addition can play in the development of early strength properties. Triaxial testing was carried out in the laboratory in order to characterize the materials and provide input parameters for performance analysis of the foamed bitumen treated layer. This enabled finite element analysis of the pavement structure incorporating this material, which could be validated with the APT.

This paper includes interpretations on the recycled layer performance in terms of ravelling and other practical aspects, analysis of compaction profiles, early strength considerations and other technical site issues, as well as guidelines for pavement analysis following the triaxial and APT results.

PALABRAS CLAVE

Estabilización, reciclado, in situ, cemento, emulsión bituminosa, betún espumado, ensayo acelerado de firmes, apertura temprana al tráfico

KEY WORDS

Stabilization, recycling, in situ, cement, bitumen emulsion, foamed bitumen, accelerated pavement testing, early trafficking

1 INTRODUCTION

The cold in situ recycling process (CIPR) is well suited for the reworking of the upper pavement layers of distressed roads and as a result has gained popularity over the last few years. The number of recyclers in use has increased sharply over the past 5 years in Southern Africa, see Figure 1. The process was commissioned in this region using in situ recycling with cement stabilization in South Africa but has since been extended to include emulsion and foamed bitumen as binders. This has been possible due to further developments in the versatility of the recycling machines.

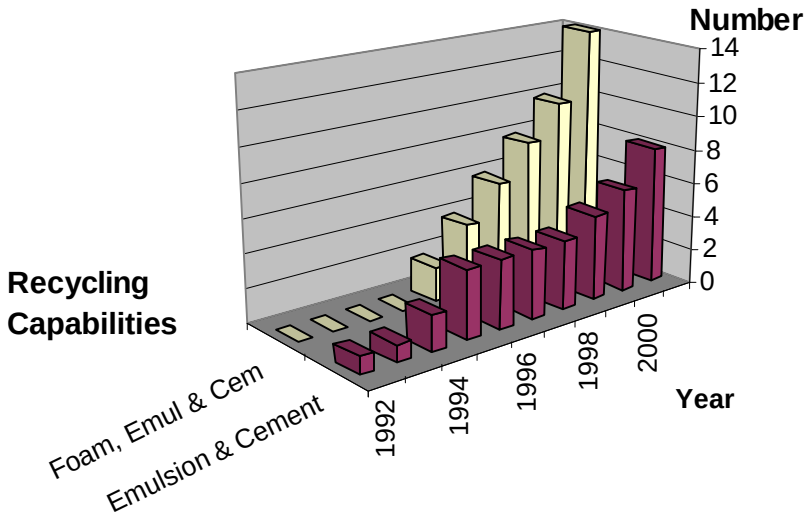


Figure 1. Number of In situ Recyclers in Southern Africa

There are many reasons why the in situ recycling process has gained such acceptance, including economic, technical and environmental advantages over other road rehabilitation alternatives. The benefits of cold recycling have been widely publicised[1,2,3] and do not require further elaboration in this paper. Suffice it to comment that the technical aspects of in situ recycling will be the focus instead.

The rehabilitation of Vanguard Drive near Cape Town, which was carried out using CIPR, provided an ideal opportunity for investigation of some of the technical aspects of the process. The total contract value for the project amounted to R 6.5 million with a quantity of recycling amounting to 34 000 m^3. Although 2.6 Ml of bitumen emulsion was used in the project, cement also formed a substantial proportion of the binder. A trial section with foamed bitumen was also incorporated in the work. This enabled comparisons to be made with different binders using the same CIPR technique and same materials.

The rehabilitation works included utilisation of the cold-in-place-recycling technique (CIPR) of the in situ surfacing, base and sub-base layers to a depth of 300 mm. The work was carried out in half-widths with traffic being accommodated in adjacent lanes. Traffic needed to be accommodated on the recycled layer soon after compaction before a new asphalt base and

surfacing layer were paved above the recycled layer. For this reason it was imperative that cement was included in the recycled layer, to enhance early strength. An overview of the test site for the accelerated pavement testing is given in Figure 2.

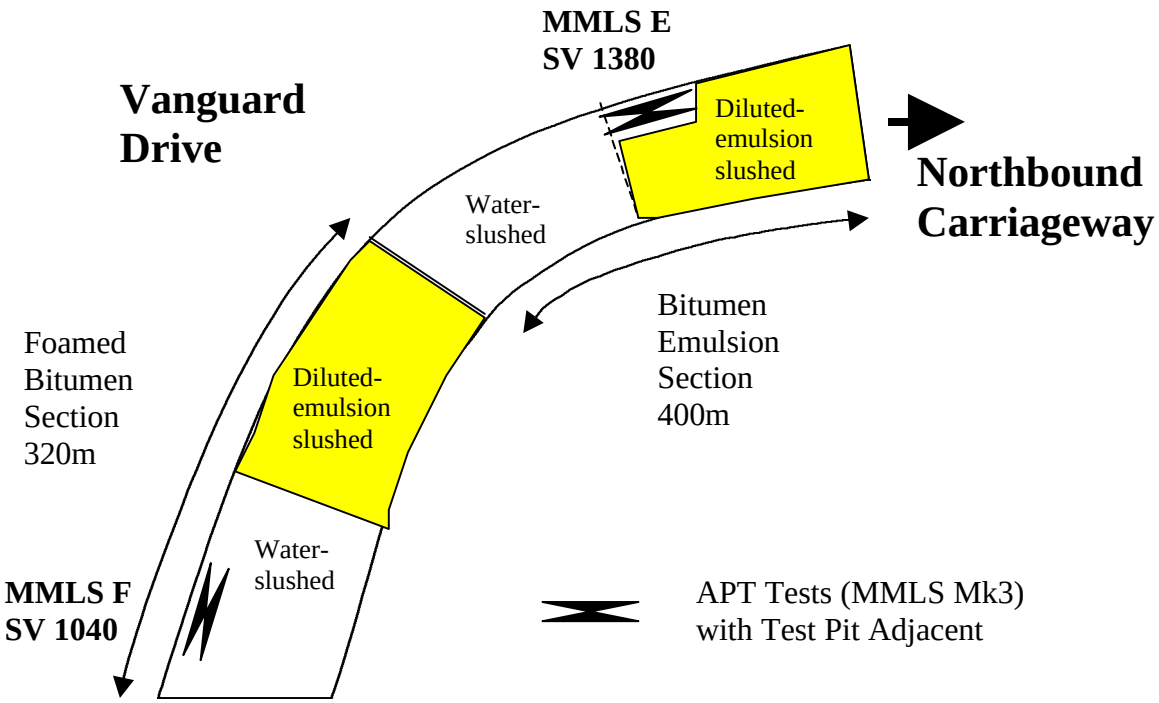


Figure 2. Test Section Layout : Vanguard Drive

The recycled materials utilised in the investigation included a composite blend of the profile shown in Figure 3 , as indicated by test pits.

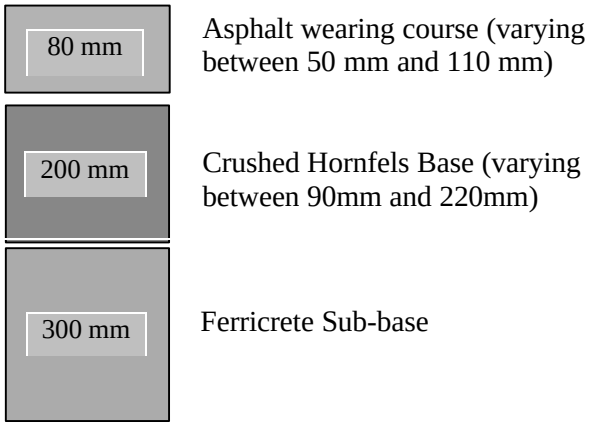


Figure 3. Typical Test Pit Profile on Vanguard Drive

Besides the objectives of investigating cement/emulsion and cement/foamed bitumen recycled layers, the research also focussed on field testing and early performance of the materials. In particular, comparisons could be made with respect to:

- Field compaction and density profiles,
- The efficacy of diluted emulsion when used as a surface enrichment to retard ravelling, and
- Rutting potential of recycled mixes when exposed to early traffic.

2 TRAFFIC

The section of Vanguard Drive under consideration is one of the heaviest trafficked roads in Cape Town, both in volume of vehicles as well as the number of heavy vehicles using this section of road. Traffic counts done during 1998 indicated the following:

Table 1. Traffic Data for Vanguard Drive

	Average Annual Daily Traffic	**Percentage Heavy Vehicles**
Southbound Slow Lane	7500	25
Northbound Slow Lane	7750	25

Table 2. Sensitivity Analysis of Predicted Design Traffic

	Growth (%)	**Equivalent 80kN Axles (E80's)**
Predicted Traffic over Design Period	2	44 million
	4	55 million
	6	69 million

Severe and extensive crocodile cracking and pumping of fines had occurred along the wheel-track of the existing road under current traffic. Rutting of up to 30 mm was measured in the wheel-tracks mainly on the outer wheel track of the slow lane.

Deflection measurements indicated a low base stiffness of 650 Mpa yielding very low bearing capacity to the pavement structure. The estimated remaining life was computed to be less than 1 million E80's for the base. Sub-base support was good with a computed remaining life in excess of 100 million E80's.

3 PRELIMINARY TESTING AND RESEARCH PROGRAMME

A mix design for the emulsion treated material had been carried out prior to the commencement of the research project. An emulsion content of 2% with 1,5% cement was selected as the binder for the recycled layer following the results of Unconfined Compressive Strength (UCS) and Indirect Tensile Strength (ITS) tests. For comparative results, a binder content of 1,5% of foamed bitumen with 1,5% of cement was selected for the equivalent foamed bitumen section, see[4] for the entire test programme.

The typical Unconfined Compressive Strengths (UCS) and Indirect Tensile Strength (ITS)[5] test results obtained are provided in Table 3. Cement was included in the recycled layer to increase

the rate of strength gain, assist in the breaking of the emulsion and to improve resistance to moisture ingress.

Table 3. UCS and ITS Test Results (initially with 2% cement)

% Residual Bitumen (+ 2 % Cement)	UCS (kPa)	ITS (kPa)
1.0	1890	125
1.5	2050	145
2.0	2050	165

A separate test programme was established for the trial sections on Vanguard Drive. In order to investigate the ravelling effects of traffic on different surfaces, each of the test sections i.e. foamed bitumen and emulsion treated materials, was subdivided into two, one with and the other without applying a diluted emulsion to the surfacing, see Figure 2. Evaluation of the ravelling was carried out by means of a visual assessment.

4 RESEARCH TESTING

In situ recycling with foamed bitumen and cement has been shown to withstand traffic loads in the field within a few hours of construction. However, the mechanisms preventing ravelling and holding the pavement intact, are not adequately modelled. In order to find the basis for adequate performance of the in situ recycled layer, on trial sections on Vanguard Drive rehabilitation project were selected with controlled variables and these sections were exposed to traffic and tested on site.

An efficient way to gain an understanding the performance of a foamed bitumen and cement treated layer after recycling, is to compare it to an equivalent layer that is better understood e.g. an emulsion and cement treated layer. This was carried out by characterising the foamed materials with the same tests as the equivalent emulsion treated materials. In addition to the standard tests, tri-axial testing was also carried out on the foamed mix only, as part of a research investigation.

Accelerated Pavement Testing (APT) has been performed on site, as part of the rutting potential investigation during early strength conditions. It also provided insight into ravelling of foamed bitumen and emulsion treated layers under traffic. The influence of slushing with water or diluted emulsion was also investigated[4] and is reported.

4.1 Binder and Moisture Considerations

Samples monitored for moisture content after stabilisation with foamed bitumen yielded an average MC = 3,2% with a standard deviation of 0,7%. Owing to the high energy rolling of the recycled layer, the MC on site was deliberately selected to be lower than the 4,8% moisture content aimed for in the mix design in order to achieve optimal compaction.

The binder content values obtained from extraction tests carried out on the trial section, yielded variable values. The average value of 1,6% foamed bitumen is slightly lower than the targeted binder content taking into account the binder in the RAP. The standard deviation of 0,7% for the foamed bitumen content is a point of concern however as it highlights the need for reliable procedures for the monitoring of binder content in recycling projects. The nature of recycled materials with filler contents that are often higher than average, can introduce inaccuracies to standard extraction techniques.

4.2 Compaction

One of the major advantages of CIPR using cement is the reduction in time required for mixing, placement and compaction. Jenkins *et al.*[1] found that a benefit of up to 40% in compressive strength (UCS values) can be obtained when recycling existing pavement layers with just cement, by reducing the duration of mixing to compaction from the 10 hours needed by conventional plant to just 3 hours for CIPR. The same principle applies with the combination of a visco-elastic binder and cement, with reduced benefits.

The field compaction of the foamed bitumen/cement and bitumen emulsion/cement trial section was evaluated using nuclear density gauge and sand replacement tests. A summary is provided in Table 4. It is apparent from the results that densities in excess of 97% of Modified AASHTO density are readily achievable provided that the fluids content is optimised.

Table 4. Densities and Moisture Contents measured in Foamed Bitumen and Emulsion Trials

	Troxler			**Sand Replacement**	
Section	% Mod. AASHTO	Std. Deviation	Moisture (%)	% Mod. AASHTO	Moisture (%)
Foam Trial (6 tests)	100.28	0.74	4.5	-	-
Foam SV 1040	97.2	-	7.1	98.1	4.4
Emulsion SV 1380	101.0	-	5.8	100.9	4.2

Using the nuclear density gauge (Troxler), the density profile in the 300 mm deep recycled layer was investigated. Measurements at 50 mm intervals through the depth of the layer were carried out which enabled the densities in the individual inter-layers to be determined. Although it would be expected that the density profiles decreased with depth, as the stresses imparted on the surface dissipate, this is not the case. As shown in Figure 4and Figure 5 the density profiles appear variable. The foamed bitumen treated layer shows no paticular trend with depth whilst the emulsion treated layer decreases steadily with depth and then increases. The limited data available does not make it possible to draw conclusions from the results other than to observe that the preferable moisture regime that was prevalent in the emulsion treated layer probably had the most significant influence on the improved overall densities.

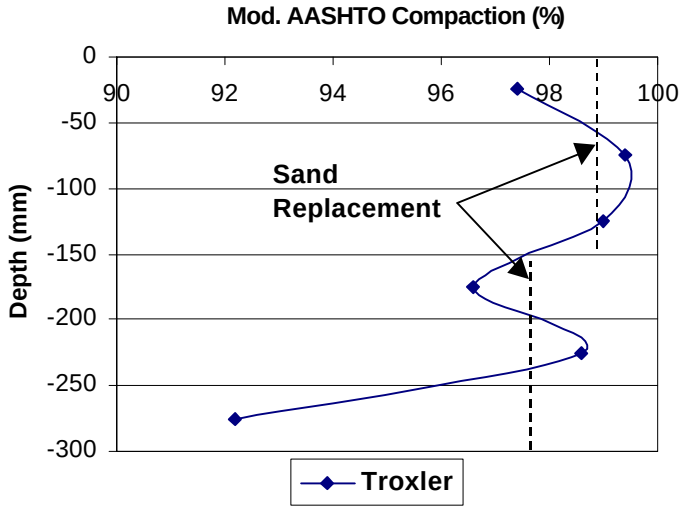


Figure 4. Compaction Profile for 300 mm deep Recycled Layer treated with Foamed Bitumen and Cement

Sand replacement tests provide good agreement with the nuclear gauge results on average, and highlight the need to use at least 100 mm intervals (but not more than 150 mm) with the nuclear gauge to eliminate the profound effect of local influences (or spiking) in the readings.

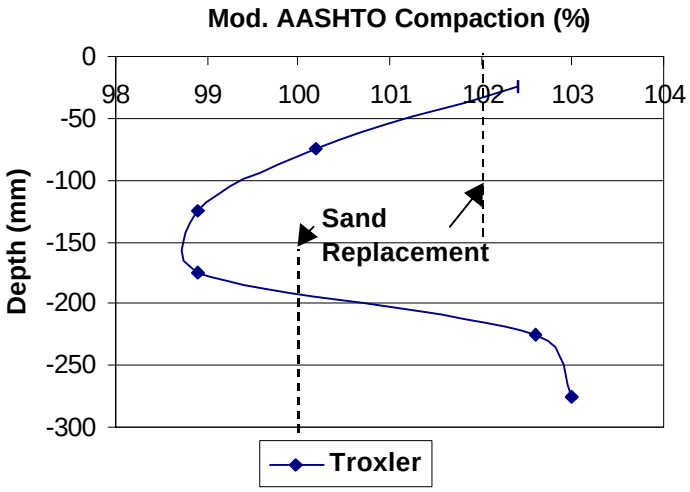


Figure 5. Compaction Profile for 300 mm deep Recycled Layer treated with Bitumen Emulsion and Cement

The findings of the investigation into compaction profiles can be incorporated into density specifications for CIPR work.

4.3 Ravelling under Traffic

The trial sections with foamed bitumen or emulsion as binders and different surface treatments i.e. slushing with water or diluted emulsion, were inspected during opening to traffic. From the observations, ideas could be developed as to the preferable method of finishing of the surface to minimise damage after the layer is opened to accommodate traffic. The following points of interest were noted:

- Slushing leaves the surface of the recycled layer saturated and, if opened immediately to traffic, severe rutting would result. Slushing in late afternoon or in overcast conditions immediately before opening to traffic is not advised, therefore, and should be postponed until a more appropriate time.
- The use of water for slushing of coarse, cohesionless, recycled material with 1,5% residual binder, so long as the material is well graded on the surface, results in little ravelling. Localised coarse patches, however, ravel significantly.
- Surface enrichment carried out by slushing the recycled layer with diluted emulsion, reduces ravelling potential and dust generation significantly. The application rate needs to be accurately controlled (generally 0,4 to 0,5 l/m^2 of 50:50 emulsion:water mix). Over-application of diluted emulsion results in extended breaking time of the emulsion and stripping of it from the surface by tyres, exposing the underlying layer to ravelling. Sufficient breaking time before opening to traffic is an important consideration (to avoid dirty cars and windscreen damage).
- If significant ravelling does occur, it not only results in increased asphalt demand but also reduces the pavement quality. Ravelled sections are difficult to sweep with a mechanical broom as the finer fraction is swept into the undulations. This can result in debonding of the surfacing layer at a later stage.
- Experience plays an important role in maintaining lightly bound layers that are used to accommodate traffic. Achievement of a well-knit surface free from segregation, and selection of appropriate application rates and timing of intervals, overwhelmingly influences the reduction in ravelling.

4.4 Ravelling and Rutting under Accelerated Pavement Testing

The influences of traffic on the recycled layer were simulated for analysis using a Model Mobile Load Simulator MMLS Mk3. This investigation was carried out in addition to the tri-axial testing on the same material, with the aim of establishing a comparison between field deformation behaviour and laboratory modelling.

The MMLS Mk3 is an accelerated pavement testing tool that includes four pneumatic-tyred wheels that cycle in a closed loop, trafficking a trial section in a single direction. The wheels are 300 mm in diameter and 70 mm wide. A general layout of the MMLS Mk3 is provided in Figure 6.

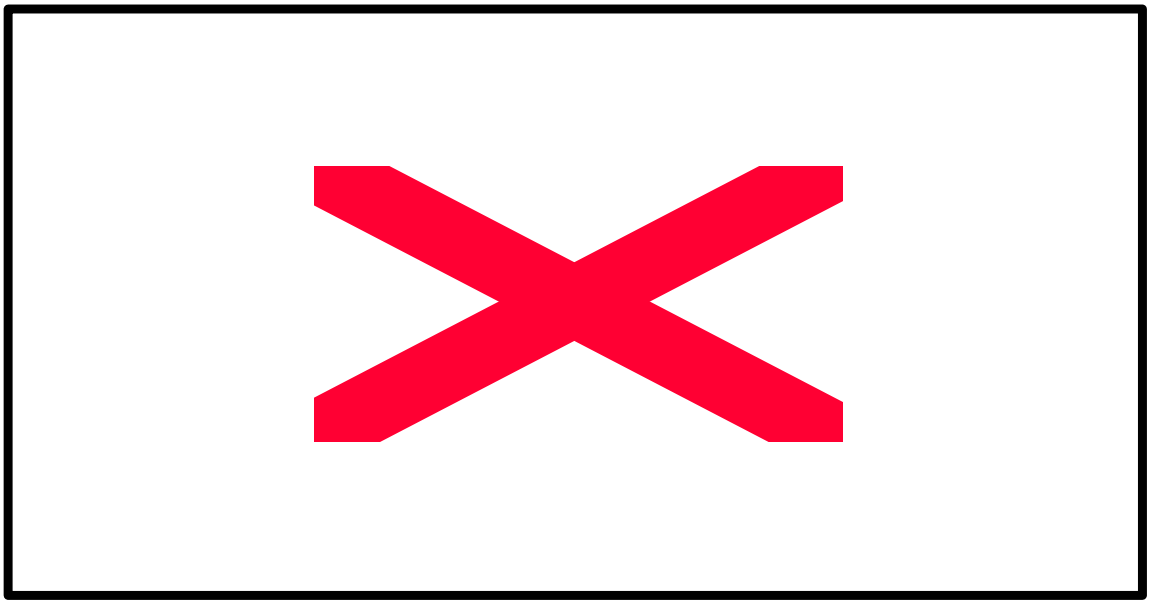


Figure 6. General Configuration of MMLS Mk3 Accelerated Pavement Testing Apparatus

The most applicable settings of the MMLS Mk3 for the APT test programme for Vanguard Drive were selected as:

- Tyre pressures of 600 kPa,
- Axle loads (= wheel load for single wheel) of 2,1 kN for each of the four wheels,
- Average rotations of approximately 30 rpm or 120 axle loads per minute, and
- Lateral wander of 150 mm total in a triangular distribution about the centre-line.

APT tests were planned for two different time periods after completion of the recycled layer viz, within 24hours and 3 days later. This enables analysis of material behaviour at early strengths. Each test was terminated at 100 000 to 150 000 axle-repetitions. Testing was carried out at ambient temperature, with air temperature ranging between 17°C and 27°C. Where ravelling was experienced, this was measured through collection of the material loosened during trafficking and weighing of this material. The dislodged material enabled differentiation to be made between rutting as a result of material loss (ravelling) and permanent deformation.

Measurements of rut-depth, i.e. vertical profiles, were made at two points along the wheel tracking axis. These measurements were made perpendicular to the wheel-tracking axis 200 mm either side of the longitudinal midpoint. The rut measurements were recorded at regular intervals during the trafficking using a profilometer device, to enable a rut-depth versus time relationship to be established.

The transverse profiles of the vertical change in elevation only incorporated a ravelling factor if loosening of the material occurred during the accelerated pavement testing. This was the case with the foamed bitumen treated layer that was cured for 3 days before trafficking, but not with the other two APT tests. The reason for the ravelling of the foamed treated layer was attributed two predominant factors (that were identified through visual observation):

- *Surface finish*: Although the same material was utilised for the foamed bitumen and the emulsion trial section, the surface finish obtained was found to be variable. This variability of surface finish did not appear to be influenced by the type of binder utilised but rather by local influences during placement and rolling. It would appear that the type of finish achieved on a recycled layer depends to a large degree on the respective operators of the plant constructing that layer.
- *Moisture content*: During the accelerated testing, the recycled layer was allowed to dry out to some degree. This results from both curing of the layer and mechanical drying through trafficking of the layer (especially at the surface). Moisture content tests carried out in the top 120 mm of the recycled layer before APT yielded the results shown in Table 5. As a result of the differences in initial moisture content, variations in density were prevalent in the recycled layer. In addition, the dryness of foamed bitumen layer at 3 days after compaction encouraged ravelling.

Table 5. Moisture Content (%) of top 120 mm of Recycled Layer at APT set-ups, at different times after compaction

Foamed bitumen mix (0.5 days)	Foamed bitumen mix (3 days)	Bitumen emulsion mix (0.5 days)
4,4	3,3	4,2

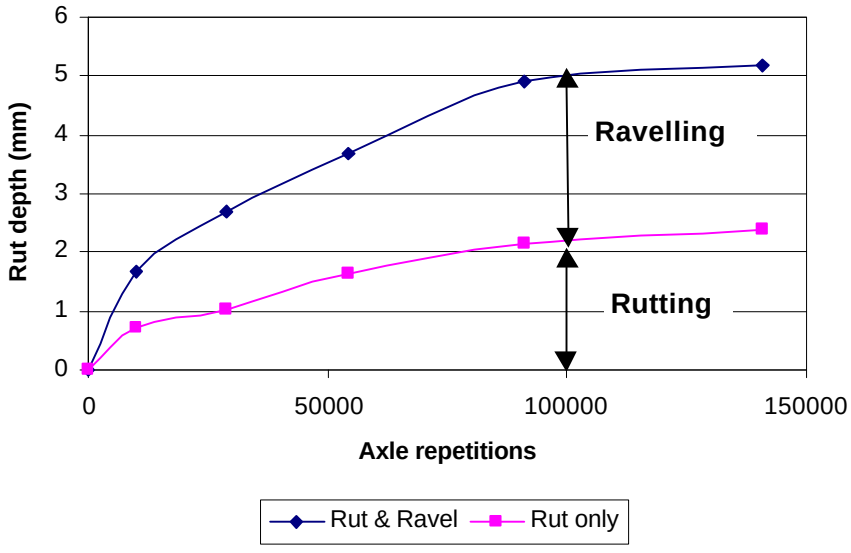


Figure 6. Deformation Profile for the Foamed Bitumen Section tested 3 days after Compaction with MMLS Mk3

The proportion of ravelling that contributed to the overall rutting of the recycled layer is shown in Figure 6. As with the permanent deformation, the ravelling appears to increase rapidly in the

beginning and level off with time. Similar observations were made on the recycled layer that was opened to the public during construction.

A comparison between the different accelerated pavement testing sections may be made by superimposing the results of the rutting profiles on a time scale, see Figure 7. The differences in the rut depths between equivalent emulsion treated and foamed bitumen treated material should be viewed with due consideration to the density and moisture content of the layer.

The improvement in the rutting potential of the foam treated layer with increase in curing time is evident from these results, highlighting the benefit of delaying the opening of a recycled layer. This phenomenon is mainly influenced by curing effects as the density of the foam treated layer was not variable for the two test sections and the curing time was the only factor that varied. The cement in the mix increases the curing rate by consuming water within the material for hydration and providing increased compressive strength. With all the materials, the initial deformation of the recycled layer in the first 30 000 axle load repetitions outweighs the subsequent deformation significantly. Densification of the recycled layer by the traffic appears to improve the resistance to rutting rapidly.

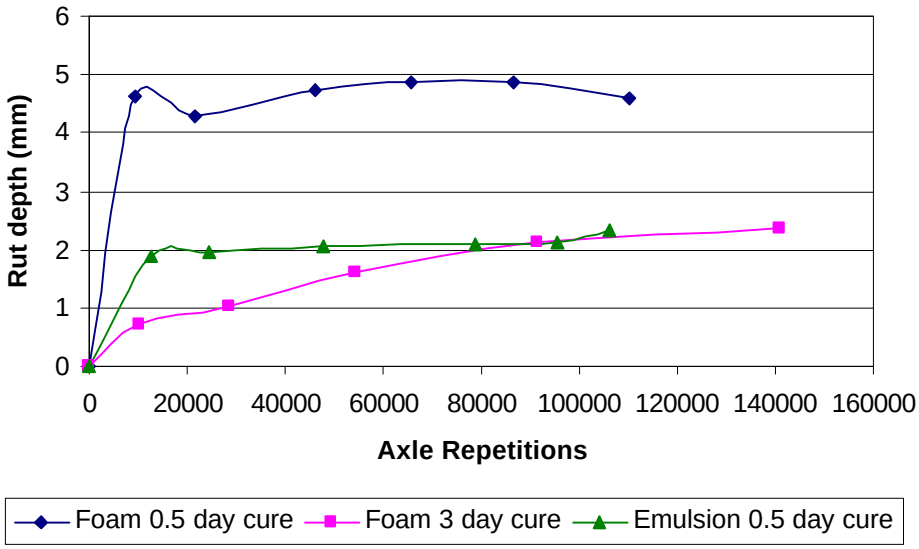


Figure 7. Rutting in Recycled Layer after APT with MMLS Mk3, tested with different binders (all with 1,5% cement) and curing times

4.5 Modelling Permanent Deformation ε_p under Repeated Loads

The results of triaxial testing on recycled materials from Vanguard Drive have shown a good fit with a model developed for foamed bitumen mixes, with and without cement[3]. Although the permanent deformation model for the incorporation of cement limits the cement content to 1%, Vanguard Drive mixes that were tested at very early curing stages were found to conform to the general model.

Cumulative axial permanent strain ($\varepsilon_{p,axial}$) analysed as a function of load repetitions (N) provides insight into performance of different foamed bitumen mixes with cement and assists with the prediction of the effects of early trafficking. The model is based on the ultimate shear strength of

the material being trafficked. Variability in the ultimate shear strength and hence failure envelope of triaxial specimens is inherent and therefore forms an intrinsic factor in ε_p analysis. The use of ultimate shear strength as an intrinsic factor is very useful for material modelling, as it incorporates factors such as compaction, moisture content, curing and even moisture susceptibility effects. In this way a template for permanent deformation behaviour can be developed. The ultimate deviator stress $\sigma_{d,f}$ has been selected as it is a more representative factor than $\sigma_{1,f}$ by incorporating the influence of the confining stress σ_3 on the ultimate strength.

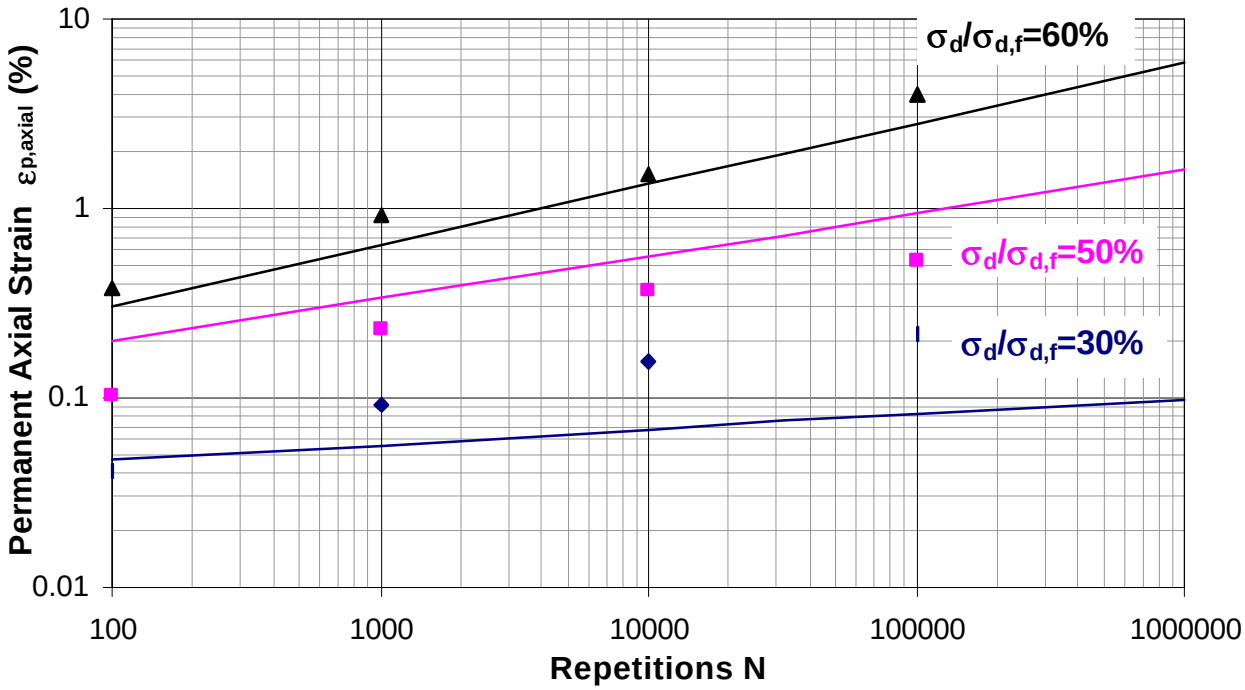


Figure 7. Template for Permanent Deformation Modelling of Foamed Mixes with <4% Foamed Binder and With Cement (<1,5%) based on Averaged Triaxial Results *(*at 20ºC test temperature and OMC*)*

It is apparent from the results of the permanent deformation tests on foamed treated materials with less than 1,5% cement, as with granular materials, a critical stress ratio defines the boundary between stable ε_p growth and accelerated ε_p growth under repeated loading up to 10^6 cycles. Although it is possible to model the permanent deformation under axle loads of different magnitudes[3], these performance tests need to be extended to include a greater variety of materials before a comprehensively tested template is available. Nevertheless, using the present results it is possible to define a ratio of $\sigma_d/\sigma_{d,f}$ = 52% as the critical boundary for permanent deformation failure of foamed treated materials with 4% or less binder and with cement (<1,5%). The ratio of 52% has been selected as a boundary value between steady permanent deformation development and explosive ε_p growth from numerous tests. Pavement designs incorporating foamed bitumen treated layers with cement should therefore be designed with this limit as a guide to ensure satisfactory performance.

5 CONCLUSIONS

Cold in situ recycling provides a cost effective solution for the rehabilitation of pavements particularly under high traffic volume conditions. Reuse of the in situ material and enhancement thereof using either foamed bitumen or emulsion in combination with cement or cement alone, provides a new layer with structural integrity without disturbing the lower layers.

Field Compaction

- Results obtained from nuclear gauge testing compare favourably with the sand replacement tests on the same foamed bitumen stabilised material. This nuclear method of density control is suitable for use with cement stabilized or cold bituminous mixes, however, oven dried samples should always be used for moisture analysis.
- Measurements of density with depth using the nuclear gauge proved to be sensitive to local influences. The back calculation of density of inter-layers of 50mm from the cumulative readings is considered too variable to be considered for specification purposes. Depths of a minimum of 100mm should be utilised for inter-layer density specifications.

Effects of Early Traffic

- The overall permanent deformation of the recycled layer as a result of early trafficking appears to depend predominantly on compaction and moisture content, rather than the type of binder. In the trials, the bitumen emulsion treated layer, contrary to expectations, had a lower total moisture content than the foam treated layer, which assists in explaining the superior rut resistance produced by the former. Inclusion of cement reduces the moisture content and hence improves resistance to rutting. This is in addition to the increased stiffness that cement will provide, which was not investigated.
- Ravelling of foam treated material caused by early traffic is largely dependent on surface finish and moisture content. An upper and lower limit of moisture content is required to reduce ravelling. The kneading action of traffic on a recycled layer with a bituminous binder does appear to reduce the rate of ravelling with time.
- Enrichment of the surfacing by slushing with diluted emulsion is essential if the completed road is opened to traffic immediately after construction. The enrichment of the surfacing ensures that ravelling is minimized.
- Models that link the performance of foamed bitumen material in the laboratory to the field have been developed and validated. Based on triaxial tests, a recycled material can withstand one million Equivalent 80kN Axles Repetitions without deforming more than 2% if the ratio of deviator stress in the layer to the ultimate deviator stress $\sigma_d/\sigma_{d,f}$ is < 52%.

REFERENCES

(1) Jenkins, K.J. Lindsay, R.L. and Rossmann, D.R. *The Deep in Situ Stabilisation Process: Case Study*. Annual Traffic Convention (ATC), Pavement Engineering I 3A, Paper 7 Pp 1 – 13. Pretoria, June 1995

(2) Jenkins, K.J. *Analysis of a Pavement Layer which has been treated by Single Pass In Situ Stabilisation.* Masters Degree Thesis. University of Natal. December 1994.

(3) Jenkins, K.J. *Mix Design Considerations for Cold and Half-warm Bituminous Mixes with emphasis on Foamed Bitumen*. PhD Dissertation. University of Stellenbosch, South Africa. September 2000.

(4) Jenkins, K.J. and van de Ven MFC. *Investigation of the performance properties of the Vanguard drive road, recycled with foamed bitumen and emulsion respectively and analysed using accelerated pavement testing and triaxial testing***.** Instituts for Transport Technology ITT Report 9-1999 for Stewart Scott Inc., University of Stellenbosch, 1999

(5) National Institute for Transport and Road Research. *Technical Methods for Highways TMH1*, Pretoria.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

PANORÁMICA DE LA MAQUINARIA MODERNA PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN Y DE RECICLADO IN SITU CON CEMENTO

AN OVERVIEW OF MODERN EQUIPMENTS FOR SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT

C. Jofré Ibáñez
Director Técnico
Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones
José Abascal, 53, 2º
28003 Madrid (España)
cjofre@ieca.es

RESUMEN

Una de las razones que más ha favorecido el empleo creciente de las técnicas de estabilización de explanadas y de reciclado in situ de firmes existentes ha sido el espectacular avance experimentado por los equipos específicos para este tipo de obras: los distribuidores de conglomerante, las estabilizadoras y las recicladoras. En la presente comunicación se da una descripción de sus principales características.

En lo que se refiere a los equipos distribuidores de conglomerante, junto a los más tradicionales de dosificación en polvo, hay que señalar la aparición de equipos que mezclan el cemento y el agua, creando una lechada que se incorpora directamente al interior de la estabilizadora o recicladora.

En cuanto a las estabilizadoras y recicladoras, los equipos más usuales son los que pueden utilizarse para ambos tipos de obras, estabilizaciones y reciclados, sin más que cambiarles el rotor en el que van alojados los elementos de disgregación (picas o paletas) o bien, en algunos casos, empleando un único rotor. Para los reciclados existen también otras posibilidades, como son los equipos que pueden ser empleados igualmente para el fresado de firmes existentes.

Finalmente se describen algunos equipos para formación de juntas en fresco a distancias cortas, medida muy recomendable en firmes reciclados, en especial si están sometidos a tráficos importantes.

ABSTRACT

One of the most influential factors in the increasing use of subgrade stabilisation and in situ recycling of existing pavements is the dramatic improvement experienced by the equipments specifically conceived for these works: binder spreaders, stabilisers and recyclers. Their main features are presented in this paper.

Concerning binder spreaders, in addition to the more conventional ones distributing the stabilising agent as a powder, new equipments have been developed which mix cement and water as a slurry. This is fed directly inside the stabiliser or recycler.

With regard to stabilising or recycling units, the most usual ones are those that can be employed for both types of works, just changing the rotor where the scarifyng tools (paddles, peaks) are mounted, or sometimes with the same rotor. Other options are also available for recycling, e.g. machines that can be used either to recycle or to mill existing pavements.

Finally, information is given on some equipments to create shortly spaced joints into the fresh material. This measure is strongly recommended for recycled pavements with a high volume of commercial vehicles.

PALABRAS CLAVE

Distribuidor, estabilización, estabilizadora, junta en fresco, reciclado, recicladora

KEY WORDS

Fresh – made joint, recycler, recycling, spreader, stabilisation, stabilizer

1. INTRODUCCIÓN

Tanto en las obras de estabilización in situ con cemento de una explanada como en las de reciclado in situ con cemento de un firme existente hay que distinguir dos etapas:

- una primera, que comprende el conjunto de operaciones hasta lograr la disgregación de la explanada o del firme en la profundidad requerida y la mezcla del material resultante con el cemento, el agua y, en caso necesario, con los áridos de aportación
- una segunda, en la que se realiza la nivelación y compactación de la mezcla así obtenida, y la protección final de la misma mediante un riego de curado. En los firmes reciclados, la ejecución de juntas en fresco antes de iniciar la compactación es una operación necesaria en el caso de tráficos medios – altos, y muy recomendable para todo tipo de tráficos

Es en la primera etapa donde se utilizan equipos específicos para las técnicas de estabilización o de reciclado in situ. En los últimos años se han producido avances espectaculares en los mismos, tanto en los equipos de distribución del cemento como en la maquinaria para la disgregación de explanadas o firmes. Puede afirmarse que hoy en día los límites de los espesores a tratar vienen más bien marcados por los equipos de compactación.

En la segunda etapa, es decir, una vez efectuada la mezcla de los materiales, las operaciones a realizar son las mismas que en el caso de una gravacemento o suelocemento.

2. DESCRIPCIÓN DE ALGUNOS EQUIPOS

2.1. Introducción

Para la ejecución de las etapas mencionadas anteriormente se utilizan distintos equipos, de los que pueden considerarse como específicos de las obras de estabilización o reciclado los siguientes:

- distribuidores de conglomerante
- estabilizadoras o recicladoras

En los apartados que siguen se va a hacer una breve descripción de los mismos. Se incluyen igualmente algunas informaciones sobre equipos para la ejecución de juntas en fresco.

2.2. Distribuidores de conglomerante

La distribución manual del conglomerante, formando previamente una cuadrícula de sacos a la distancia requerida, solamente es admisible en obras de muy poca importancia. En los restantes casos debe procederse a una extensión mecanizada del mismo, para lo cual existen dos tipos diferentes de equipos:

- los que distribuyen el conglomerante en forma pulverulenta

- los que lo hacen en forma de lechada



Figura 1: Distribuidor de cemento en polvo

Los equipos que efectúan la dosificación en polvo (fig. 1) suelen consistir en camiones-silo o tanques remolcados con tolvas acopladas en la parte posterior con compuerta regulable. Deben protegerse con faldones para limitar la emisión de polvo. La distribución del producto se realiza mediante un rotor distribuidor provisto de alvéolos, ligado o no a la velocidad de avance del vehículo tractor. Los dispositivos de dosificación son en general de tipo volumétrico. Algunos equipos están provistos de controles electrónicos que indican la dosificación teórica establecida, la superficie tratada, la velocidad de vance y la distancia recorrida. Como órdenes de magnitud de los parámetros más significativos de estos distribuidores pueden indicarse los siguientes:

- capacidad de almacenamiento de producto: entre 8 y 30 m^3
- ancho de reparto: entre 2,2 y 2,9 m (puede regularse a anchos más reducidos)

Hay que mencionar que algunas estabilizadoras y recicladoras llevan integrado un silo de cemento junto con un distribuidor para repartirlo directamente delante del rotor de disgregación.



Figura 2: Distribuidor de lechada de cemento y agua

Los equipos que dosifican el cemento en forma de lechada (fig. 2) están constituidos

fundamentalmente por un silo de cemento, un depósito de agua, un mezclador de suspensión, una bomba que impulsa la suspensión hasta el rotor de fresado de la recicladora y los equipos electrónicos adecuados capaces de dosificar ponderalmente el porcentaje indicado de lechada respecto al peso del material tratado (de acuerdo con la velocidad de avance, densidad del material, dosificación de cemento y profundidad de trabajo). Están provistos además de un dispositivo adicional de aportación de agua a la recicladora, que la recibe por una segunda rampa de difusores, para añadir en caso necesario el agua que se precise para obtener la humedad óptima del material. Evidentemente, esta segunda opción tiene la ventaja de evitar perdidas de conglomerante por el viento y ser una solución mucho más respetuosa con el medio ambiente. Además proporciona una dosificación más exacta y reduce el tiempo de espera de las cubas de cemento, por tener el equipo capacidad para una cuba completa. No obstante, si la humedad de la explanada o del firme está próxima a la de compactación, la aportada por la lechada puede ser perjudicial, requiriéndose entonces un oreo previo del material a reciclar; y en obras de pequeño volumen puede suponer un mayor coste por la repercusión del equipo.

3. ESTABILIZADORAS Y RECICLADORAS

El elemento fundamental de estos equipos es un rotor (fig. 3) provisto de picas o de paletas que realiza la disgregación del suelo o del firme y efectúa el mezclado de los elementos con el cemento y el agua.

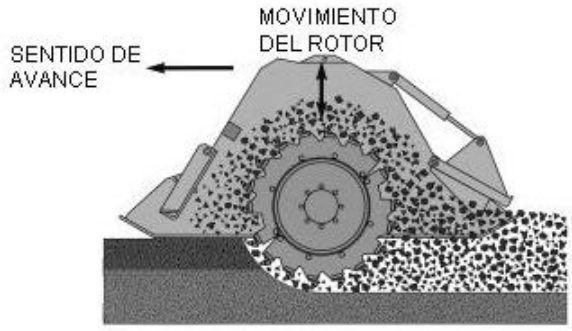
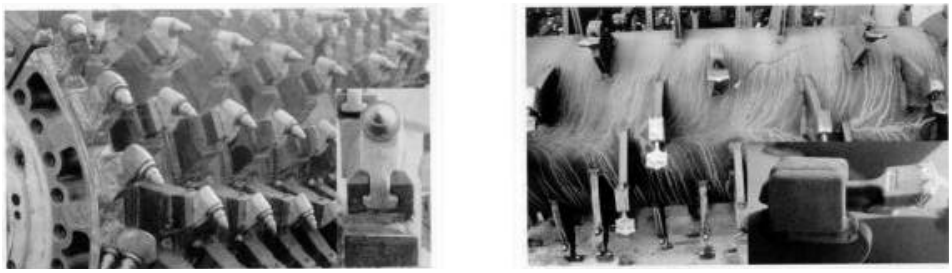


Figura 3: Esquema del funcionamiento del rotor de una recicladora

Los equipos de concepción más sencilla son por tanto aquéllos en los que la mezcla así formada no sufre ningún otro proceso hasta su paso por los rodillos, excepto la creación de juntas en fresco en el caso de firmes reciclados.



(a) (b)

Figura 4: Rotores para reciclados (a) y para estabilizaciones (b)

Los rotores de fresado empleados para reciclar firmes (fig. 4a) llevan montadas unas picas con punta de widia, mientras que los utilizados para estabilizaciones (fig. 4b) suelen estar provistos de unas puntas trituradoras rectas o en forma de L, en un número dos ó tres veces inferior al de picas (p.ej., 75 frente a 214). En algunos modelos se ofrecen hasta 10 tipos diferentes de rotores. Por el contrario, en otros casos se emplea un mismo rotor con puntas de widia tanto para estabilizar explanadas como para reciclar firmes. Las picas y paletas se disponen helicoidalmente en el rotor, a fin de asegurar una mayor homogeneidad tanto en la disgregación como en el mezclado.

Dentro de las estabilizadoras y recicladoras, y dejando aparte los rotoarados y otro equipos de origen agrícola y baja potencia, que solamente deben emplearse en obras de escasa importancia, se pueden distinguir los siguientes tipos:

1. equipos que pueden utilizarse indistintamente tanto para la estabilización de suelos como para el reciclado, generalmente sin más que modificarle el rotor. Este último se encuentra alojado dentro de una carcasa protectora, situada generalmente en la parte central del equipo (fig. 5). La mezcla obtenida después de disgregar la explanada o el firme existente y de mezclar el material resultante con el agua y el cemento sale por una compuerta regulable situada en la parte trasera de la carcasa. Esta última va provista de una barra regadora con una serie de toberas para la inyección de agua o de lechada de cemento y agua. El giro del mismo se realiza de forma que los materiales arrancados son lanzados hacia la parte delantera de la carcasa.

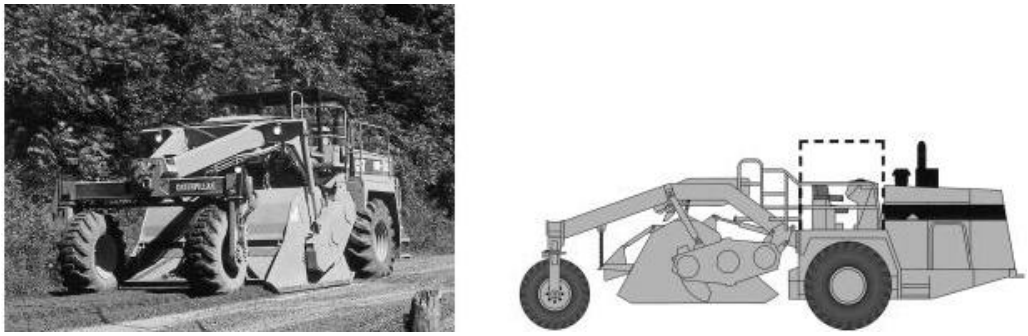


Figura 5: Equipo que puede utilizarse indistintamente para reciclados y estabilizaciones

Se dispone de una amplia gama de equipos, con potencias que van desde 300 HP hasta 1200 HP, anchos de trabajo oscilando entre 2 m y 3,8 m y profundidades de reciclado próximas en algunos casos a los 40 cm. Este último valor puede ascender a 50 cm en estabilizaciones. Algunas características adicionales que pueden tener estos equipos son las siguientes:

- barra rompedora de elementos fresados incorporada a la carcasa, cuya distancia al rotor puede regularse para limitar el tamaño máximo de los elementos amasados por este último
- carcasa de altura regulable, dejando más o menos espacio entre la parte superior de la misma y el rotor para así variar el volumen de la "cámara de mezclado" en función de la profundidad de fresado
- regulación electrónica de la profundidad de fresado
- posibilidad de inclinar el rodillo con respecto a la horizontal para adaptarse a la pendiente transversal requerida
- control mediante microprocesador del caudal de agua o lechada añadida
- control de potencia consumida para ajustar la velocidad de avance de forma que el motor trabaje siempre en las proximidades de su par óptimo.

En el caso de obras de reciclado, estos equipos pueden ser utilizados en general en carreteras de todo tipo de tráfico, incluso si el firme contiene un espesor apreciable de capas de mezcla bituminosa u otros materiales tratados. Como es lógico, dicho espesor depende de la potencia del equipo. Como ejemplo, puede mencionarse que en una obra en España se han reciclado con resultados satisfactorios 30 cm del firme existente, de los que en ocasiones 20 cm correspondían a mezclas bituminosas

2. equipos de reciclado derivados de las fresadoras de firmes, pero que a diferencia de estas últimas, además de escarificar el material realizan un mezclado del mismo con cemento y con agua (fig. 6). El rotor se encuentra dentro de una cámara de mezclado situada igualmente en la parte central del equipo. Dicha cámara va provista de un sistema doble de toberas para entrada de líquidos (por ejemplo, agua y emulsión, si se realiza un reciclado mixto cemento - emulsión). El material mezclado sale de la cámara en forma de cordón. En la parte trasera de la máquina, un sinfín ajustable en altura lo distribuye delante de una regla vibrante extensible que realiza una precompactación del material. Los equipos existentes tienen potencias del orden de 600 HP, anchos de fresado de 2 m y profundidades máximas de reciclado de 40 cm.



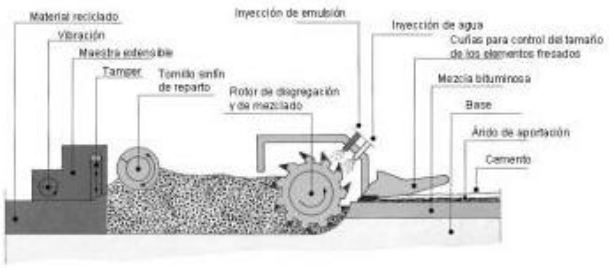


Figura 6 – Recicladora que puede ser también utilizada para fresar firmes

Estos equipos están dotados igualmente de una serie de controles similares a los ya mencionados para las máquinas que pueden emplearse también para la estabilización de explanadas:

- regulación electrónica de la profundidad de fresado
- control mediante microprocesador del caudal de agua o lechada incorporado
- regulación de la velocidad de avance en función de la resistencia al mismo encontrada por el equipo (la cual, como es lógico, aumenta con la profundidad)
- posibilidad de inclinar tanto el rotor como la regla vibrante de precompactación.

3. en los equipos anteriores, el rotor realiza las operaciones de disgregación y de mezcla. Por el contrario, un equipo concebido expresamente para obras de reciclado realiza por separado las operaciones de escarificado del firme y de mezcla con el agua: la primera de ellas, mediante un rotor transversal con picas de widia; y la segunda, con un eje longitudinal dotado de paletas (fig. 7). El material mezclado es distribuido mediante un sinfín situado en la parte trasera de la máquina. El ancho de trabajo es de 2 m, la potencia del motor de 750 HP y puede alcanzar una profundidad máxima de 33 cm



Figura 7: Recicladora con dispositivo de mezclado independiente del rotor de disgregación

4. existen también máquinas recicladoras que, además del rotor de escarificado, llevan incorporada una machacadora que reduce a menos de 50 mm el tamaño máximo de los elementos fresados, y realizan la mezcla con el ligante como una planta móvil a través de un doble eje de paletas (fig. 8)

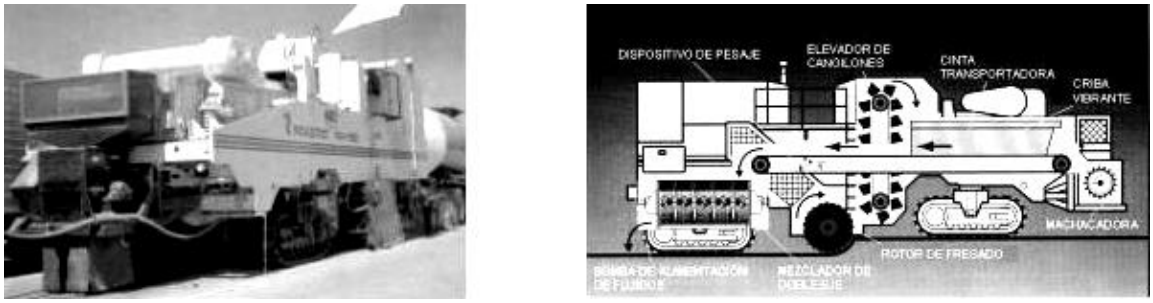


Figura 8: Recicladora con machacadora incorporada

5. para obras en las que se requiera un gran rendimiento se han desarrollado otros equipos que son más bien una cámara de mezclado del material levantado previamente por una fresadora hasta la profundidad requerida (fig. 9). Estas máquinas, con un ancho de trabajo entre 3 y 4,75 m (ampliable opcionalmente a 5,75 m), van provistas de un depósito de agua (o de emulsión, en el caso de un reciclado mixto), así como de tolvas para el cemento y los áridos, por si es preciso realizar una corrección granulométrica. Algunos modelos disponen también de una machacadora para reducir el tamaño de los elementos aportados. Una vez realizada la mezcla, el material resultante se distribuye a través de un sinfín y se somete a la acción de una regla extensible con alto poder de compactación.

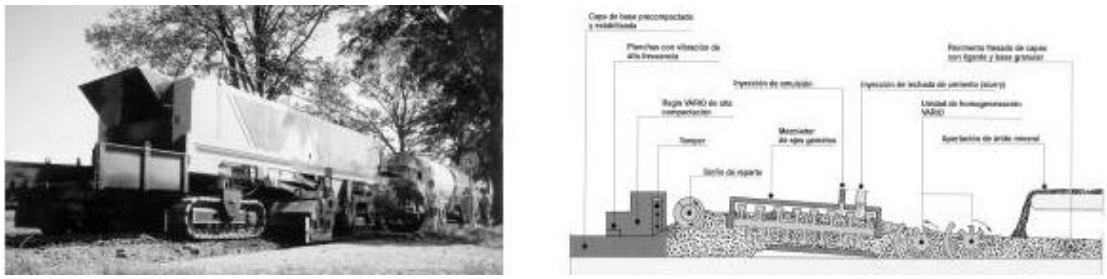


Figura 9: Recicladora para procesar materiales fresados por otros equipos

En todos estos equipos, los elementos que atacan el terreno o firme (paletas o picas) se ven sometidos a un gran desgaste. Por ello, suele ser necesario reponer una proporción importante de las mismas o incluso su totalidad a lo largo de una jornada de trabajo, especialmente en el caso de reciclado de firmes. Como es lógico, dependiendo del material a fresar, dicho desgaste será mayor o menor:

- en firmes de áridos calizos o sílico - calcáreos, con más del 60% de caliza, suele ser frecuente reponer diariamente todas las picas del rotor;

- con materiales más duros y más abrasivos, como son los áridos siliceos, puede ser necesario sustituir picas dos veces en una misma jornada, a mediodía y por la noche, e incluso en algunas ocasiones cada dos horas.

- en casos de abrasividad muy elevada se suelen cambiar todas las picas en cada reposición de las mismas. Si se trata de rotores de 150-200 picas, ello implica tener cambiar del orden de 300, 400 ó incluso 500 unidades cada jornada.

Por este motivo, las picas se alojan en los portapicas mediante sistemas a presión que las hacen fácilmente recambiables sin necesidad de cortar o soldar.

3 - Equipos para la ejecución de juntas en fresco

En el caso de firmes reciclados con cemento sometidos a una circulación intensa, hay que tratar de evitar la aparición de las fisuras de retracción en la superficie de rodadura. El método más eficaz para ello es la creación en fresco de juntas a distancias cortas (2,5 – 3,5 m), siguiendo en este sentido la misma filosofía adoptada desde hace ya más de diez años en varios países para los firmes con bases granulares tratadas con cemento (fig. 10).



Figura 10: Juntas en fresco a distancias cortas

Actualmente existen distintas posibilidades para la formación de las juntas en fresco, según su profundidad y la inclusión o no de algún tipo de elemento en el surco a medida que se va formando el mismo:

– del orden de un tercio del espesor de la capa:
- bandeja vibrante con cuchilla triangular soldada a su parte inferior
- rodillo vibrante con cuchilla anular soldada al mismo
- disco acoplado a rodillo vibrante

– la totalidad del espesor de la capa (o una parte importante del mismo):
- con riego de emulsión (equipo CRAFT)
- con inclusión de una cinta de plástico (método Olivia)
- con inclusión de un perfil de plástico (juntas activas)

Una vez creadas las entallas se lleva a cabo la compactación de la capa reciclada mediante el paso de rodillos.

El método más simple es la creación de entallas interesando únicamente parte del espesor. Se utilizan placas vibrantes con una cuchilla triangular soldada a su cara inferior (fig. 11). Las placas pueden ser propulsadas manualmente, en cuyo caso disponen de ruedas permitiendo su elevación y facilitando así su traslado entre entalla y entalla; o bien pueden acoplarse a otros equipos que lleven a cabo su desplazamiento (rodillo compactador, pala excavadora, etc.).





Figura 11: Creación de juntas en fresco mediante placa vibrante con cuchilla soldada a la misma

Como ya se ha mencionado, también pueden utilizarse con el mismo fin pequeños rodillos vibrantes provistos de una cuchilla anular, o bien rodillos con un disco cortante giratorio acoplado a uno de sus laterales.

Los equipos desplazados manualmente, y en particular las cuchillas acopladas a bandejas vibrantes, suelen dar unos resultados satisfactorios siempre que para el reciclado no se utilice maquinaria que precompacte el material, puesto que entonces resulta muy difícil introducir la cuchilla en el mismo. El acoplamiento de la bandeja a una retroexcavadora o rodillo, o bien el empleo de cuchillas anulares o discos incorporadas a rodillos puede ayudar a resolver este problema. No obstante, siempre se plantea la duda de si las entallas creadas en fresco no volverán a cerrarse tras el paso de los rodillos o de si, aun sin cerrarse, el debilitamiento que provoquen será suficiente para que se forme una junta en todas ellas. Para evitar estos problemas se han desarrollado algunos equipos que, por su potencia, son capaces de realizar un corte afectando una gran parte o la totalidad del espesor de la capa reciclada, aun en el caso de que ésta tenga una cierta precompactación (90 – 92% de la densidad máxima Proctor modificado); y que, al mismo tiempo, efectúan algún tipo de tratamiento (vertido de emulsión, inclusión de una lámina de plástico flexible o de un perfil ondulado de plástico rígido) en el surco así formado, de forma que:

- no vuelvan a adherirse los labios del mismo
- se tenga una adecuada transmisión de cargas

Dentro de estos últimos sistemas que realizan un corte en una parte importante o en la totalidad del espesor reciclado, el equipo CRAFT vierte emulsión bituminosa en las paredes del surco a medida que lo va creando. Dicho equipo se acopla al sistema tractor de una motoniveladora o retroexcavadora (fig. 12), y consta de tres partes diferenciadas, cada una de las cuales realiza una misión específica:



Figura 12: Equipo CRAFT para creación de juntas en fresco

- el elemento de corte, que abre el surco e inyecta la emulsión. Consta de una doble cuchilla, por cuya parte trasera se realiza la alimentación de emulsión. Ésta, a su vez, se vierte en la junta por la parte delantera. Para facilitar la penetración del elemento, éste lleva acoplado un vibrador
- un brazo articulado, que introduce en la capa de material a fisurar el elemento de corte y desplaza este último a velocidad constante en todo el ancho de trabajo
- un depósito de emulsión, revestido de un aislamiento, que puede ser calentado y regulado para mantener aquélla a temperatura constante

A través de un circuito hidráulico se proporciona la potencia requerida al brazo articulado, mientras que una bomba realiza el suministro de emulsión al elemento de corte.

Todas las operaciones de ejecución de la junta se controlan de forma automática mediante un sistema electrónico programable.

La separación entre juntas oscila entre 2,5 y 3,5 m, según las obras. Se ha buscado con ello un compromiso entre los riesgos de reflexión de las mismas, la velocidad del proceso de formación de las entallas y su coste. En algunas obras españolas se ha obtenido una repercusión económica del orden de 90 - 100 pts/m^2 (0,54 – 0,60 €/m^2). La duración de un ciclo de trabajo, desde que la máquina inicia el corte de un surco hasta que se coloca sobre el siguiente, es inferior a 30 segundos. Por otra parte, el movimiento del brazo articulado no supone un obstáculo para el resto de los equipos. En consecuencia, la máquina CRAFT puede integrarse perfectamente en el tajo de puesta en obra, sin provocar retrasos en el mismo.

En la actualidad existen dos equipos, uno de ellos con un ancho de trabajo de 3,5 m y el otro de 5 m. Los consumos de emulsión son iguales a 0,5 t/h y 1 t/h, respectivamente, mientras que la capacidad de los depósitos es de 500 1 y 1 000 1.

Otro sistema de prefisuración (Olivia) consiste en crear un surco transversal en la capa de material tratado y simultáneamente insertar en él una cinta de plástico (fig. 13), a fin de impedir asimismo que se adhieran posteriormente las caras verticales de dicho surco en toda su altura. El ancho de la cinta (entre 1/3 y 1/4 ó 1/5 del espesor total) se elige de forma que sea capaz de producir en la sección prefisurada un debilitamiento de la misma suficiente para provocar en ella la aparición de una junta por el efecto combinado de las cargas de tráfico y de los gradientes térmicos. Los dos modelos existentes en la actualidad tienen anchos de trabajo que pueden alcanzar los 4 ó 5 m, respectivamente, a partir de un mínimo de 2 m.



Figura 13: Equipo Olivia para creación de juntas en fresco

La cinta de plástico tiene un espesor oscilando entre 40 y 80 µm (normalmente este último valor), tratando de resolver el compromiso de que no se produzcan roturas incontroladas de la misma, y que al mismo tiempo sea lo suficientemente flexible como para que se tenga una probabilidad razonable de mantener la transmisión de cargas en todo el espesor de material tratado, como resultado de la deformación de la cinta por los áridos durante la compactación.

El equipo va montado en el chasis de una carretilla elevadora de carga frontal, y consta de los siguientes elementos:

- una viga fija, unida al vehículo portante
- una viga móvil, guiada en su movimiento de traslación con respecto a la viga fija. Una vez alcanzada su posición de trabajo, se apoya mediante dos gatos hidráulicos en la capa a fisurar
- el dispositivo de fisuración propiamente dicho, el cual se desplaza a lo largo de la viga móvil mediante un sistema de motor hidráulico y cadena de transmisión. Con ello se asegura:
  - la penetración del elemento de corte en la capa a fisurar
  - el desplazamiento del mismo a lo largo de una distancia que se puede ajustar

El elemento de corte consiste esencialmente en una cuchilla estrecha (2 cm), provista en su parte delantera de una ranura para alimentación de la cinta de plástico. Ésta se suministra en rollos, que se montan en el equipo. La salida de la cinta, en posición vertical, se realiza a través de una segunda ranura en la parte trasera del elemento de corte.

Un mecanismo intemo produce en la cinta los cambios de dirección necesarios. Mientras que el elemento de corte avanza en su movimiento en el interior de la capa, la cinta de plástico se desenrolla y se inserta con su parte ancha en posición vertical en el surco que se va formando. Al final de cada pasada, la cinta se corta automáticamente. Tanto el desplazamiento de la viga móvil como el del elemento de corte se controlan electrónicamente.

Al igual que en los restantes métodos de prefisuración en fresco, las juntas se realizan en el material recién extendido, antes de haber finalizado su compactación.

Para evitar ser arrastrada por los equipos de puesta en obra, la cinta se coloca a una profundidad de 8 a l0 cm por debajo de la superficie. Con ello se tiene en cuenta además tanto el descenso de la cota de esta última que se produce tras el paso de los rodillos, como un

eventual refino para mejorar la regularidad superficial, en el que se eliminen algunos centímetros de material. Las observaciones realizadas en algunos tramos de ensayo han mostrado que la cinta se mantiene en posición vertical después de la compactación.

Se utilizan cintas de 8 cm de ancho en el caso de una capa de 25 cm de espesor final, es decir, aproximadamente un tercio de este último. En general, las juntas se suelen disponer con una separación del orden de 3 m.

Un último sistema en el denominado de juntas activas. Esta técnica consiste en practicar un surco en todo el espesor de la capa, una vez extendida y tras haber sufrido una ligera compactación, a fin de que los bordes del surco se mantengan estables. Se introduce en el mismo un perfil ondulado de plástico rígido (fig. 14); se vuelve a cerrar el surco y se finaliza la puesta en obra de la forma usual.



Figura 14: Junta activa

Cada elemento de junta tiene una longitud de 2 m y se sitúa en el eje de cada carril, transversalmente al mismo y en posición vertical. Su altura es del orden de los dos tercios del espesor de la capa y se coloca apoyado en el fondo de la misma, de forma que quede al menos a 5 cm de la superficie, para no perturbar el resto de las operaciones de compactación y refino. Los elementos suelen disponerse con una separación entre 2 y 3 m en sentido longitudinal. Su forma ondulada permite obtener una adecuada transmisión de cargas entre los labios de las juntas incluso en materiales como la arenacemento, que no poseen un esqueleto granular adecuado. El sobrecosto que introduce esta operación, aún siendo del orden del doble del obtenido con el método CRAFT, es también reducido.

4. CONCLUSIÓN

Los equipos que podrían considerarse como específicos para las técnicas de estabilización de explanadas y reciclado in situ de firmes (dosificadores de conglomerante, estabilizadoras o recicladoras) han experimentado un espectacular avance a lo largo de los últimos años, los cuales se han traducido en una mayor fiabilidad de los resultados obtenidos con las mismas (profundidad, eficacia y homogeneidad del tratamiento) y en un aumento de los rendimientos.

Por otra parte, en el caso de firmes reciclados con cemento sometidos a tráficos importantes,

los desarrollos en los equipos de creación de juntas en fresco permiten minimizar e incluso hacer desaparecer los posibles problemas derivados de la reflexión de fisuras de retracción en la capa de rodadura, sin necesidad de disponer un espesor excesivo de mezcla bituminosa.

No obstante, no hay que olvidar que en este tipo de obras la disgregación de los materiales, la mezcla de los mismos con cemento y agua y, en su caso, la ejecución de las juntas son los primeros pasos de un proceso en el que las restantes etapas: compactación, curado y, en los firmes reciclados, la extensión de las capas de mezcla bituminosa, deben también realizarse adecuadamente para obtener unos resultados satisfactorios.

BIBLIOGRAFÍA

(1) Jofré, *C., Kraemer, C. y Díaz Minguela, J.*: "Manual de firmes reciclados in situ con cemento". Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA), Madrid, 1999

(2) Documentación técnica de las empresas Beugnet, Bitelli, Bomag, Caterpillar, Egli, Hamm, Komatsu, Roadtec, Sakai, Streu y Wirtgen

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

ANÁLISIS DE COSTES DE LAS UNIDADES DE RECICLADO Y ESTABILIZADO IN SITU CON CEMENTO

COST ANALYSIS OF RECYCLING AND STABILISING IN SITU WITH CEMENT

Miguel López-Bachiller Fernández
Gerente
Firmes Ecológicos Soltec S.A.
Pº San Roque, 36
05003 Avila (España)
soltec@isid.es

RESUMEN

En esta comunicación se analizan todos los factores que conforman el precio final de las unidades de reciclado o estabilizado in situ con cemento.

A partir de unas condiciones tipo se llega al precio de estas unidades en una obra determinada.

Se completa la comunicación con un estudio de probable coste de las diferentes secciones de firme de la vigente Instrucción de Carreteras de España, pese al inconveniente que supone tener que estimar muchos parámetros.

ABSTRACT

In this paper we analize all the factors having some influence in the final cost of in situ recycling or stabilising with cement.

We give an example of the cost of a certain work taking into account its particular circumstances.

The paper is completed with an study of the different sections of the Pavement Instruction in force in Spain, in spite of the difficulty of estimating a lot of factors.

PALABRAS CLAVE

Coste, materiales, mano de obra, maquinaria, firmes.

KEY WORDS

Cost, materials, labour, machinery, pavement sections.

ESTUDIO DE COSTE DE LAS UNIDADES DE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADA Y RECICLADO IN SITU CON CEMENTO

Empezando por una descomposición elemental de los costes, explicaremos cómo influyen cada uno de los factores en el precio de la unidad terminada para después componer ese coste junto con el resto de unidades de un paquete de firme.

El esquema que se va a seguir en la exposición será de la siguiente manera:

A. Materiales

- Suelos, tierras o explanadas: Materiales que están "in situ"
  - Tamaños
  - Abrasividad
  - Cohesión

- Cemento

  - Tipo de cemento
  - La cantidad influye en el rendimiento de la maquinaria

- Agua

  - A veces es muy escasa
  - Distancia al tajo

- Material de desgaste

  - Picas o paletas: muchos tipos y precios
  - Resto de elementos de desgaste

B. Mano de obra:

- Mano de obra de la maquinaria especializada
- Ayudas: Cortes de tráfico, etc

C. Maquinaria:

Los factores que influyen en el coste de la maquinaria son:

- Valor de adquisición.

- Periodo de amortización
- Mantenimiento
- Costes financieros
- Gastos de explotación
- Rendimiento
- Días de trabajo al año
- Maquinaria auxiliar: furgonetas, coche taller
- Transporte de la maquinaria al tajo y retirada de la misma

Se irán dando los datos necesarios para conformar el precio de una obra de 100.000 m2, tratando con un 3 % de cemento una capa de 20 cm de espesor, siendo el árido a estabilizar o reciclar de una curva continua más o menos bien graduada con un árido de tamaño máximo 10 cm y ligeramente plástico.

Los precios que se citan son efectivos en España en la fecha del simposium.

A. Materiales:

Materiales in situ. Áridos

El primer factor a tener en cuenta respecto de los materiales es el tamaño máximo de los áridos a tratar. El tamaño máximo es crítico según la potencia de las máquinas recicladoras-estabilizadoras. Pasado el tamaño crítico pueden causarse averías graves en las máquinas: Rotura de elementos del tambor o elementos mecánicos.

Cuanto mayores sean los áridos, mayores son los desgastes.

En el coste de la unidad normalmente no se considera el coste de adquisición, transporte y empleo de estos materiales porque en muchas ocasiones son parte del movimiento de tierras de la obra (explanaciones) y otras ya están colocados en su sitio (reciclado de firmes existentes). Sin embargo a veces es necesario aportar materiales de otra procedencia para mejorar las características del producto final, por ejemplo, arena en el caso de reciclado de macadam granítico o silícico para mejorar la curva granulométrica final: una curva contínua nos da normalmente una mayor compacidad y por lo tanto mejores resistencias para una misma cantidad de cemento y un mejor comportamiento frente a la acción del agua (impermeabilidad).

Naturalmente los materiales más abrasivos producen un mayor desgaste. Este mayor desgaste influye de dos maneras: A mayor desgaste, mayor consumo de picas y elementos antidesgaste, pero también, mayor tiempo cambiando estas picas, con lo que se disminuye el rendimiento diario de todo el equipo.

La cohesión de los suelos es otra de las características que influyen en el rendimiento del equipo. En suelos muy cohesivos y tratando grandes espesores (30 – 40 cm) las máquinas deben emplear toda la potencia del motor en arrancar y mezclar tales materiales con el cemento.

En el caso de utilizar maquinaria de potencia media no es raro utilizar maquinaria auxiliar como arados o cualquier otra maquinaria agrícola para esponjar previamente al mezclado los suelos.

En nuestro ejemplo, suponemos cero el coste de los áridos.

Cemento

Debemos considerar el precio de adquisición más precio de transporte a la obra.

Los cementos más indicados suelen ser los de mayor cantidad de adiciones activas y los de menor resistencia inicial, lo que suele coincidir con los más baratos.

A veces el solicitar un cemento con cierto tipo de adiciones en algunas regiones puede ser problemático al tener que transportarlo desde sitios lejanos sin por ello ganar una mejora justificada en la calidad del producto final.

Las dotaciones de cemento que hemos empleado van desde el 2,5 % en obras con áridos calizos y bien graduados hasta el 6 % en otros cohesivos de naturaleza silícica, siendo lo más normal un 3 – 3,5 %

El precio del cemento a pie de obra está en función del tipo de cemento y de la distancia de la fábrica al tajo.

Para los cementos tipo IV B 32,5 el precio es algo inferior a los 60 Euros/tonelada. El de los cementos tipo II A 32,5 ronda los 70 Euros/tonelada.

El coste del transporte para una obra de más de 1.000 Toneladas está en función de la distancia a la planta y de las dificultades de acceso a cada obra como puede ser el caso de las carreteras de alta montaña.

El precio del transporte es aproximadamente 0,6 Euros/T y Km medido desde la planta hasta el punto de trabajo. A esto habría que añadir un incremento de 1,5 Euros/T en concepto de incremento de tiempo por paralización en la descarga.

Para nuestra obra tipo podemos estimar un precio de 60 €/T para el cemento tipo IV B 32,5 situando la obra a 150 Km de la planta más cercana, lo que supone 9€/T más, a lo que hay que añadir 1,5 €/T en concepto de paralización, siendo el precio final de 70,5 €/T.

Agua

En algunas regiones como el Sur-Este de España en época de estiaje puede ser un problema el encontrar agua de manera “gratuita”. Tener en cuenta que la calidad del agua debe ser la misma que la del agua apta para la fabricación de hormigón.

Evidentemente, a mayor distancia desde el punto de toma de agua hasta el punto de trabajo, más costoso es el transporte y a veces hay que duplicar o triplicar los elementos de transporte de la misma.

Suponemos cero el canon de agua, situada a menos de 3 kilómetros del punto de trabajo.

Materiales de desgaste

Existen gran diversidad de picas o paletas de desgaste con una gran variedad de precios para un mismo tamaño de las mismas.

Es necesario tener en cuenta que todos los elementos que están en las cámaras de mezclado de las máquinas estabilizadoras sufren desgaste en mayor o menor grado siendo necesario sustituirlas periódicamente.

Así, por ejemplo, las picas o paletas se cambian varias unidades al día, los porta-picas, algunas unidades a la semana mientras que los tambores y carcasas de mezclado deben ser objeto de una reparación en profundidad al final de cada campaña y ser sustituídos al cabo de 3 ó 4 campañas.

El coste de estas reparaciones pueden ser alrededor del 10 al 15 % del desgaste directo.

El desgaste directo para 20 cm de material calizo es de 0,1 €/m2 a lo que hay que sumar un 15 % en concepto de desgastes indirectos, lo que hace un total de 0,12 €/m2.

B. Mano de obra

Mano de obra especializada

Mano de obra muy especializada: El distribuidor de cemento en forma de lechada es una auténtica planta de hormigón andante.

Es necesaria mucha coordinación entre los equipos móviles: Una máquina produce la lechada pero otra mezcla esta lechada con la cantidad exacta de áridos o suelos. Esto exige equipos muy compenetrados y muy entrenados para conseguir que las obras se ejecuten perfectamente en un corto plazo.

Los equipos de compactación han de tener en cuenta la terminación y la compactación en un periodo relativamente corto (de dos a cuatro horas).

El personal está permanentemente desplazado ya que debido a los rendimientos que se alcanzan, las obras son muy breves en su mayor parte. Esto incrementa los gastos de desplazamiento.

El coste total de la mano de obra se puede desglosar en: (Pesetas/mes)

	%	€
Sueldos y salarios	30	1.100
Incentivos de producción	20	725
Dietas y traslados	21,7	800
Costes de formación	11,7	425
Seguridad social	16,6	600
Total	100	3.650

Hay que tener en cuenta que si bien la operación de extendido del cemento en polvo puede ser una labor más o menos mecánica y la de mezclado también, cuando utilizamos la distribución de cemento en forma de lechada (vía húmeda) es necesario coordinar la operación de formación de lechada junto con la de mezclado de ésta con los suelos en la proporción deseada, lo que exige mano de obra muy entrenada.

En estos precios se incluye la parte proporcional de vacaciones y posibles indemnizaciones.

Podemos considerar 20 días de trabajo efectivos al mes, con lo que el coste de los operadores diario es alrededor de 180 €/día

Mano de obra auxiliar

En España se rige por el Convenio de la Construcción. Suele ser personal cercano al lugar de la obra.

El coste en este momento en España es de 80 € por jornada de trabajo a lo que habría que sumar el coste de incorporación y retirada del tajo y posiblemente media dieta.

C. Maquinaria

Presentamos a continuación unos cuadros en los que se puede ver el coste de cada una de las máquinas necesarias para cada uno de los equipos de reciclado o estabilización in situ con cemento.

Los conceptos que componen el precio final de la maquinaria son:

Coste de adquisición
Financiación necesaria para tal adquisición

Coste de reparaciones – mantenimiento: Consideramos un 10 % sobre el valor de la máquina cada año

Costes de operación: combustibles, aceites

Periodo de amortización: Las máquinas recicladoras o estabilizadoras son máquinas que sufren mucho: al fin y al cabo son auténticos molinos sobre ruedas, por lo tanto difícilmente podrán pasar más de 4 ó 5 años en buenas condiciones de trabajo pese al gran esfuerzo que hay que hacer en el mantenimiento.

Las máquinas distribuidoras de cemento en forma de lechada son también máquinas muy sofisticadas. Su periodo de vida es inferior al de las máquinas recicladoras. Consideramos por lo tanto 4 años.

Horas de trabajo al año: Con estos equipos difícilmente podemos trabajar más de 1.200 horas al año. Hay que tener en cuenta que no pueden ser utilizadas en doble turno debido a las dificultades de nivelación y compactación durante la noche y en muy raras ocasiones podemos emplearlas en invierno, especialmente las distribuidoras en forma de lechada.

A estos costes es necesario añadir el coste de transporte y retirada del equipo al tajo. Esta unidad puede representar una parte muy pequeña si se trata de una obra grande como una Autovía, pero supone una parte considerable del coste final en obras pequeñas.

Composición de un equipo de reciclado/estabilizado

El equipo típico de reciclado/estabilizado es el siguiente:

- Extendido de áridos correctores de granulometría o nivelación
- Distribuidor de cemento en polvo o lechada
- Máquina recicladora – estabilizadora
- Distribuidor de agua
- Compactación
- Nivelación

Normalmente los equipos necesarios para el curado del suelocemento no se consideran en este capítulo del coste. Esta unidad puede resolverse bien con cubas de agua o con una cuba de extendido de emulsión asfáltica.

Tampoco se considera la unidad de prefisuración por cualquier método.

El coste diario del equipo total será por lo tanto la suma de los costes de cada una de las máquinas que componen el equipo.

Tipo de maquina	Recicladora WR 2500	Dosificador WM 400	Dosificador WM 1000	Dosificador Pulverulentos	Tractor	Rodillo 20	Motonivelad	Camión c
Importe adquisisción	570.000	270.000	390.000	60.000	60.000	110.000	150.000	110.000
Periodo amortización (años)	4	4	4	6	6	6	6	6
Coste financiación (%)	5,00	5,00	5,00	5	5	5	5	5
Porcentaje reparaciones y ma. (%	10	10	10	10	10	10	10	10
Días de trabajo por año	120	120	120	100	100	120	120	120
Potencia (CV)	610	107	150	10	150	150	150	300
Precio del gasoil (sin IVA)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Costo anual	142.500	67.500	97.500	10.000	10.000	18.333	25.000	18.333
Financiación anual	7.125	3.375	4.875	500	500	917	1.250	917
Reparaciones y mantenimiento	57.000	27.000	39.000	6.000	6.000	11.000	15.000	11.000
Total coste anual	206.625	97.875	141.375	16.500	16.500	30.250	41.250	30.250
Coste diario	1.722	816	1.178	165	165	252	344	252
Combustible (8 H)	390	68	96	6	96	96	96	192
Aceites	39	7	10	1	10	10	10	19
Maquinista	180	360	360	180	180	180	250	180
Total coste diario	2.331	1.251	1.644	352	451	538	700	643

El coste del equipo de nuestro ejemplo será por lo tanto:

Recicladora	2.331 €
Distribuidor de lechada	1.644 €
2 Rodillos 20 T	1.076 €
Motoniveladora	700 €
Cuba de agua	643 €
Total	6.394 €/día

Rendimientos

El rendimiento del equipo está determinado por los siguientes factores:

- Espesor de tratamiento
- Anchura de la calzada a tratar
- Dotación de cemento
- Abrasividad del material a tratar
- Forma de distribución del cemento
- Tamaño de la obra

Naturalmente, cuanto mayor es el espesor de tratamiento, menor es el rendimiento.

En máquinas potentes, con espesores entre 15 y 30 cm el rendimiento podemos decir que es inversamente proporcional al espesor. Para espesores inferiores el rendimiento viene limitado por la capacidad de la motoniveladora y de los rodillos. Para espesores mayores es necesario tener en cuenta la cohesión del material: materiales más cohesivos dan rendimientos inferiores que los materiales granulares.

La anchura de la calzada determina el tamaño del solape entre dos pasadas contiguas.

El rendimiento óptimo se determina con el aprovechamiento máximo de la anchura de la máquina menos el solape mínimo. Es decir, si la máquina tiene una anchura de trabajo de 2,50 m y el solape mínimo es de 10 cm, en una carretera estrecha el rendimiento máximo será para 4,90 m de anchura, o sea, dos pasadas de 2,50 m menos 10 cm de solape.

A partir de una cantidad mínima, cuanto mayor sea la dotación de cemento, menor es el rendimiento del equipo. Normalmente esta cantidad está en el 3 % para espesores de tratamiento de 20 cm. Para cantidades mayores se agravan los problemas de logística: la coordinación entre el suministro y el consumo ha de ser perfecta para conseguir grandes rendimientos.

Hay que tener en cuenta que el tiempo de descarga de los camiones de cemento es muy importante comparado con el tiempo de empleo de ese cemento (extendido y mezclado). Normalmente el tiempo de descarga de una cuba de 25 toneladas de cemento en los distribuidores es de 30 minutos mientras que el tiempo de empleo puede llegar a 40 minutos en tajos fáciles.

La distancia desde el tajo hasta la planta suministradora de cemento es otro de los factores a tener en cuenta ya que mayores distancias exigen un mayor esfuerzo en la organización del transporte.

La abrasividad del material a tratar determina el desgaste. Si este desgaste es muy grande, es necesario emplear mucho tiempo en cambiar las picas o paletas, con lo que puede ser clave para el rendimiento final de la unidad.

El cemento puede distribuirse por vía húmeda en forma de lechada o por vía seca.

Las máquinas de vía húmeda van conectadas a la máquina recicladora de manera que la lechada producida es mezclada inmediatamente con los áridos. Por lo tanto, cualquier parada en cualquiera de ellas es suficiente para parar todo el equipo y por lo tanto redunda en el rendimiento final.

Si las máquinas no están conectadas, pequeños retrasos en cualquiera de ellas pueden ser suplidos y no afectar al rendimiento total.

La pérdida de rendimiento entre una y otra forma de trabajo la estimamos normalmente en un 20 %, siendo ésta una cifra muy “grosso modo”.

En obras muy pequeñas el tiempo que se pierde desde que llega la primera máquina hasta que están todas en el tajo puede ser del mismo orden de magnitud que el tiempo total de la obra, con lo que también puede ser determinante del precio de la obra.

Con todos esos datos y como resumen diremos que para máquinas de gran potencia (WR 2500 o Raco 550)el rendimiento oscila entre 1.000 m3/día en obras complicadas (espesores mayores de 30 cm, cantidades de cemento superiores al 4 %, solapes del orden de 0,5 m, material muy abrasivo, vía húmeda y tamaño de obra inferior a 50.000 m2) a los 3.000 m3/día en condiciones favorables.

En nuestra obra de ejemplo es necesario emplear 3 % de cemento en un material con densidad seca compactada de 2.100 kg/m3 en un espesor de 20 cm . Esto es 12,6 kg/m2 de cemento.
Un rendimiento medio desde el comienzo de la obra hasta el final puede considerarse 100 toneladas de cemento al día lo que supone 7.900 m2/día.

Maquinaria Auxiliar.

En este capítulo debemos incluir los vehículos necesarios para llevar a los operadores al punto de trabajo y normalmente un coche taller para pequeñas reparaciones.

El coste de esta pequeña maquinaria lo estimamos en el 10 % del coste de la maquinaria principal.

En nuestro ejemplo, este coste será de 639 €/día

C. Coste de una obra tipo

Una vez analizados todos los factores que intervienen en la unidad, completamos el coste de nuestra obra tipo:

Coste de la unidad:					Euros/m2
Materiales:					
	Áridos	0			
	Cemento	12,6	Kg/m2	0,071	0,89
	Picas				1,10
Maquinaria:	Rendimiento 7.900 m2/día				
	P.A. Transporte y retirada				0,10
	Coste de equipo principal	6.394	7900		0,81
	Equipo auxiliar	639,4	7900		0,08
Mano de obra					
	Encargado	270	7900		0,03
	M.O. Auxiliar	360	7900		0,05
				Total ……	3,06

E. Catálogo de firmes de la Instrucción de Carreteras Española

A continuación haremos una valoración de los diferentes firmes de la Instrucción de Carreteras vigente en España, sin entrar en la explicación de la misma.

e Carreteras (MOPU)

Unitarios	TO															
	21	22	23	24	25	26	27	31	32	33	34	35	36	37	121	1
00 Pts						28	28						28	28		
00 Pts	35	30	30	15	10			35	30	27	15	10			30	2
00 Pts					25							25				
00 Pts						15							15			
00 Pts				25			15				22			15		
00 Pts			20	20	20					20	20	20				2
00 Pts	20	25							25						20	2
00 Pts		25				20	20									2
	E2							E3								

	21	22	23	24	25	26	27	31	32	33	34	35	36	37	121	1
00 Pts	0	0	0	0	0	1.680	1.680	0	0	0	0	0	1.680	1.680	0	
00 Pts	2.940	2.520	2.520	1.260	840	0	0	2.940	2.520	2.268	1.260	840	0	0	2.520	2
00 Pts	0	0	0	0	1.125	0	0	0	0	0	0	1.125	0	0	0	
00 Pts	0	0	0	0	0	600	0	0	0	0	0	0	600	0	0	
00 Pts	0	0	0	875	0	0	525	0	0	0	770	0	0	525	0	
00 Pts	0	0	400	400	400	0	0	0	0	400	400	400	0	0	0	
00 Pts	400	500	0	0	0	0	0	0	500	0	0	0	0	0	400	
00 Pts	0	375	0	0	0	300	300	0	0	0	0	0	0	0	0	
	3.340	3.395	2.920	2.535	2.365	2.580	2.505	2.940	3.020	2.668	2.430	2.365	2.280	2.205	2.920	3
	2.365							2.205								
ada	2.205															

F. Algunos datos adicionales

Como se puede deducir de los cuadros presentados anteriormente, sacamos las siguientes conclusiones:

- Un equipo de reciclado o estabilizado debe ejecutar del orden de 120 días de trabajo x 8.000 m2/día trabajado = 1.000.000 m2 por año.

- Si se trabajan 10 horas diarias, la maquinaria trabajará entorno a 120 días x 10 horas/día = 1.200 horas/año.

- Por cada día de trabajo suponemos al menos un 10 % de tiempo muerto debido a averías de la maquinaria y otro tanto a traslados de la misma.

- El resto hasta 200 días de trabajo máximo en un año se aplican a coordinación entre las diferentes obras y a condiciones meteorológicas.

- El coste de la unidad es del mismo orden de magnitud que el de extracción, transporte y empleo de materiales de préstamos en cuanto la distancia supera pocos kilómetros.

- Si el estudio se hace comparativamente con otras unidades alternativas (materiales de préstamos) habría que tener en cuenta el deterioro de las vías de acceso a la obra causado por el paso de los camiones de transporte de los materiales del préstamo.

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001 SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001 SALAMANCA (ESPAÑA)

EXPERIENCIA EN RECICLADO IN SITU EN FRÍO EN IRÁN

COLD IN-SITU RECYCLING EXPERIENCE IN IRAN

F. Moghadas Nejad
A/Professor
Department of Civil Engineering
Amirkabir University of Technology
Hafez Avenue
Tehran, Iram
Email: moghadas@cic.aku.ac.ir

RESUMEN

En esta comunicación se presenta una obra de reciclado in situ en frío llevada a cabo en Irán. Se exponen las ventajas y los problemas encontrados en el uso de la técnica. Se discuten las causas de dichos problemas con fin de evitarlos en futuras obras.

ABSTRACT

In this paper a cold in-situ recycling project conducted in Iran as a case study, is presented. The advantages and problems found in this technique are addressed. The causes of these problems are discussed in order to avoid them in future projects.

PALABRAS CLAVE

Firme, cemento, betún espumado, expalnada, subbase, reciclado in situ en frío.

KAY WORDS

Pavement, , cement, foamed bitumen, subgrade, subbase, cold in-situ recycling.

1. INTRODUCTION

Recycling of existing pavement is becoming a main feature of the maintenance of highways in many countries including Iran.

This paper explains a rehabilitation project located in center of Iran (Tehran-Qom freeway). The total length of the freeway is about 117 Km and 58 Km of which is being rehabilitated by cold in-situ recycling technique. A cross section of the freeway is shown in Figure 1.

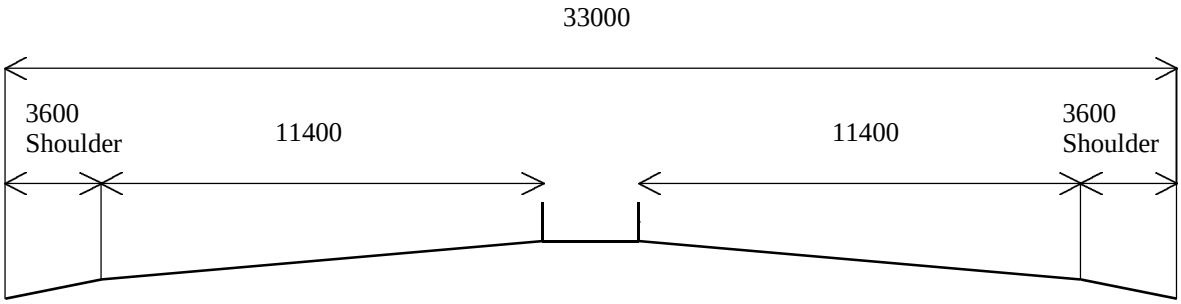


Figure 1: Cross section (Dimension shown are in millimeter, non scaled)

It is worth mentioning that in the region the minimum daily temperature in 54 days of year is –20 °C and the maximum daily temperature in 60 days is about +45 ºC°. This range of temperature indicates the environmental severity of the site for pavement performance in view of thermal cracking (1).

2. INVESTIGATION OF EXISTING PAVEMENT CONSTRUCTION

The existing pavement has been under traffic for 20 years. Total depth of existing pavement varies from 24 to 55cm including 25 cm wearing course and 30cm subbase. The reason for such a variation in thickness is that the construction of the freeway has been completed in long period of time and many consultants and contractors have involved in the project and applied different design thickness. Furthermore, because of patching during periodic maintenance, thickness of pavement is not a constant along the freeway.

3. WEARING COURSE

Wearing course consists of low quality material. Furthermore non-uniformity in mixture throughout the freeway is clearly observed. Various structural and non structural distresses such as; stripping, alligator cracking, longitudinal and transverse cracking and rutting exist on



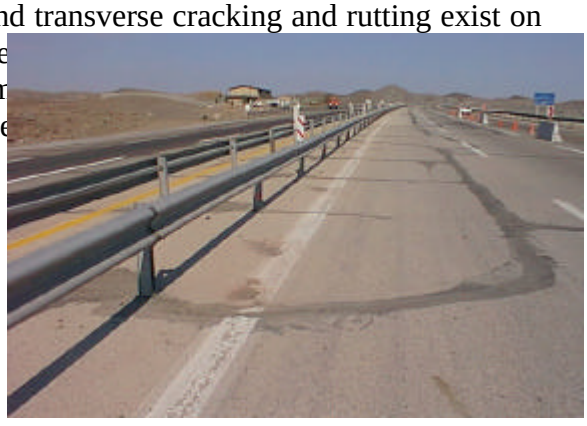


Figure 2: Alligator cracking

Figure 3: Thermal cracking (longitudinal and transverse cracking)





Figure 4: Alligator and thermal cracking

Figure 5: Thermal cracking (longitudinal and transverse cracking)

4. SUBGRADE

According to AASHTO specification the subgrade mainly consists of A4 to A6 soils with saturated CBR of 6.

5. SUBBASE

Due to lack of an appropriate drainage system, the main features of existing subbase were; excessive fine particles, low density and high moisture content.

So far, conventional methods of maintenance such as; sealing the cracks, patching, overlaying, have been applied to keep the pavement at acceptable level of serviceability. However, these methods could not have retarded the reflective cracks.

After a comprehensive assessment of various techniques and considering the following advantages, authorities decided to implement cold in-situ recycling technique.

6. ADVANTAGES OF COLD IN-SITU RECYCLING

- Time between milling the existing pavement, mixing, spreading and compaction of the recycled layer is minimum. Construction operation time is decreased consequently.

- The thickness of layer is controlled and can be changed along the roadway based on condition of sublayers.

- Since all cracks and other distresses are eliminated in the recycled layer, a homogenous layer having constant elastic modulus is achieved.

- Saving in construction costs. A comparison is made between the costs of patching and cold in-situ recycling (Figure 6). As the Figure indicates, in one kilometer of the freeway, when percent of the patching area exceeds 11% of total area, the cost of patching increases with increasing the patching area, while the cost cold in-situ recycling cost is constant.

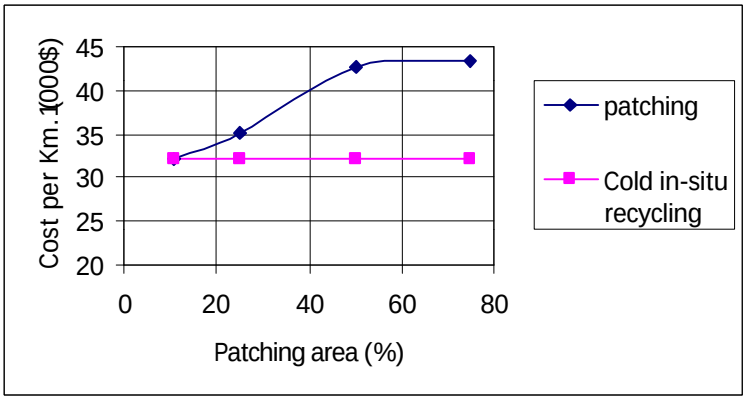


Figure 6: Comparison between cold in-situ recycling and patching costs

- Minimum environmental impact due to significant reduction in wasted material from old pavement in compare to conventional maintenance techniques such as overlaying.

- During construction process in a line the other lines are open to the passing traffic (Figure7).



Figure 7: Passing traffic

7. EQUIPMENT

The main equipment used in this project is WR2500 manufactured by Wirtgen Company.

8. COMPONENT MATERIALS

8.1 In-situ material

As mentioned before, in-situ material consists of and 25cm. wearing course and 5cm thickness of subbase layer below.

8.2 Cementitious stabilizing agent

Portland Cement as cementitious stabilizing agent is employed in the cold in-situ recycling process.

8.3 Bituminous stabilizing agent

Foamed bitumen as Bituminous Stabilizing Agent is employed. Bitumen used is AC 60/70.

9. CONSTRUCTION STAGES

- 12 to 15 cm thickness of the wearing course layer is scarified and left in place.
- Using WR255 Machine, a 30 cm. thickness of the existing pavement including 25 cm. wearing course and 5 cm of subbase is pulverized and mixed with foamed bituminous and cement and stabilized simultaneously.
- The recycled layer is compacted by means of Sheep's-Foot Roller and is leveled.
- Final compaction is conducted using Heavy Smooth Wheel Roller.
- 25 cm. thickness overlay is applied on the recycled area.

10. MIX DESIGN AND STRENGTH PROPERTIES

Foamed bituminous:	1.5 to 4%
Cement:	1.7% (Max.)
Added water to foamed bituminous:	2% (of bituminous weight)
Indirect ensile strength (saturated)	200Kpa (Min.)
Indirect tensile strength (dried)	300Kpa (Min.)
Marshal stability	700Kpa (Min.)
Marshal flow	1.5 to 3.5Mm.

11. PAVEMENT PERFORMANCE

One year ago about 18 Km of the project (total length 58 Km.) has been completed and been under traffic. Overall performance has been acceptable so far and no serious distress has been observed.

During this time, only on 2.5 % of total recycled area, some local distresses have appeared which are discussed below.

At Km. 60+300, some displacement has appeared at the area close to approach slab of a bridge. The cause is that in this place the existing pavement has been left unrecycled.

At Km. 60+300, along 250 m length of recycled area, Alligator Cracks are seen clearly . coring was performed out at the place. The investigation results of the cores show that in spite of proper performing recycling, due to lack of appropriate drainage system, water has entered into the pavement layers and results in reduction in bearing capacity of sublayers as well as subgrade.

At Km of 58+800, although the pavement has been constructed on a massive stony trench where has no problem in view of the bearing capacity of roadbed. However, deformation has been observed on the surface. The investigation indicates water form upperhand of the trench has entered through the join between the guardrails of middle island and the recycled line. Anywhere along the joint that the recycling has not been performed properly, deformations have appeared.

At Km. 57+900, in this area also some Alligator cracking are observed. Investigation shows that in this area no overlap is seen in longitudinal joints along the successive lines. Consequently, water has entered the pavement layers resulting in cracking.

At Km. 57+095 to 57+800, distress has mainly appeared in the overlay rather than recycled layer. Care has not been taken in applying Tack Coat and due to lack of enough bonding between the overlay and the recycled layer. Cracks has appeared on the overlay while the recycled layer has no problem..

Furthermore, the investigation indicates the depth of recycled layer is less that design thickness or because a part of the existing wearing course has remained under recycled layer and results in deformation under traffic. Particularly this problem is more significant in the areas where deformation has already been experienced and several times have been overlaid..

13. CONCLUSION

Economical comparison indicates that as the patching area exceeds 11% of total pavement area, cold in-situ recycling is more economical than patching.

18 Km of the project has been under traffic for one year. The performance of the pavement has been satisfactory so far.

Some distresses have been experienced during this time. These problems and their causes were addressed in the previous section.

14. ACKNOWLEDGMENT

The author sincerely thanks Mr. Aboutalebi, Manager of Denarahsaz Co., as well as Mr. Kiarashi and Mr. Sandiani for their contribution in preparation this paper and presenting valuable information and comments.

REFERENCES

(1) Shahin, M.Y. *Pavement management for airport, roads and parking lots.* Chapman & Hall, New York, August 1994

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACION DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPANA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

JUNTAS ACTIVAS:
UN SISTEMA DE PREFISURACIÓN

ACTIVE JOINTS:
A PRE-CRACKING PROCESS

Jean-Claude ROFFE
Executive Manager of SIR
Techniques and know-how Export Division of
COLAS GROUP FRANCE
7, Place René Clair
92653 Boulogne Billancourt cedex – France
Tel : (33) 01.47.61.73.80 – Fax : (33) 01.47.61.73.54
Email : roffe@siege.colas.fr

RESUMEN

A lo largo de casi quince años se han desarrollado en Francia varios sistemas de prefisuración de bases tratadas con conglomerantes hidráulicos.

Todos los materiales tratados con conglomerantes hidráulicos que se utilizan en bases de carreteras (gravacemento, gravaescoria, gravaceniza, hormigón compactado, etc.) experimentan una retracción que da lugar a la formación de fisuras transversales.

La originalidad del sistema denominado Junta Activa reside en la transferencia de cargas que es posible conseguir entre las losas a ambos lados de la junta al paso de las cargas de tráfico, debido a su efecto de engranaje.

El control de la fisuración que se realiza de este modo permite utilizar materiales con una resistencia más elevada y, en consecuencia, reducir espesores. Con ello se simplifica la ejecución, puesto que entonces solamente se necesita una capa, suprimiéndose una interfaz y mejorando las características mecánicas de la estructura del firme en su conjunto.

En la comunicación se describen el sistema de Junta Activa y sus aplicaciones.

ABSTRACT

For almost fifteen years, various pre-cracking processes have been developed in France for road base courses treated with hydraulic binders.

Hydraulic binder treated materials, such as cement-treated, slag-treated, flyash-treated granular materials, compacted concrete, etc. used in road bases, are all subject to shrinkage : leading to the appearance of transverse cracks in the pavements.

Developed by SACER, a subsidiary of COLAS Group, Active Joint’s originality lies in the fact that it transfers rolling loads from one slab to another, using a meshing effect.

Controlling cracks makes it possible to use materials with greater resistance, and hence, to reduce thickness, thus simplifying application as only one layer is now required, suppressing the need for an interface, and improving the entire structure’s mechanical functions.

This communication presents the Active Joints process and its applications.

PALABRAS CLAVE

Prefisuración, base tratada con cemento, retracción, transmisión de cargas, junta activa

KEYWORDS

Pre-cracking, cement-treated base, shrinkage, load transfer, active joint

INTRODUCTION

The use of treated base gravel is not really prevalent in France, it was the case in the 70's; but nowadays cement bound aggregate are out of favour with road authorities and consulting engineer because of the unavoidable cracking due to shrinkage (thermal variation or hydraulic when setting). However a semi-flexible pavement provides a very interesting economic alternative (as oppose to the flexible pavement solution) due to their mechanical properties.

To reduce the effect of cracking, the SACER company, member of COLAS Group, has designed a new process, the Active Joint, which allows control and crack limitation in order to make it less active.

1. Description :

Active Joint is made with thin corrugated PVC panel ; the process consists of inserting the Active Joint in a vertical position, transversally across the pavement, generally at three meters interval in order to create short slabs. Its height varies from 0,18 to 0,24 m according to the thickness of the layer being treated.

Its length may vary between 2,30 and 2,90 m.

Its sinusoidal shape is able to offer the continuity of the road under traffic load (which is not the case for a "normal" crack) ; therefore it is possible to reduce the thickness of the layer.

2. Operation :

This original technique profits from specific technical equipment which ensures application operation *(fig.* 1).

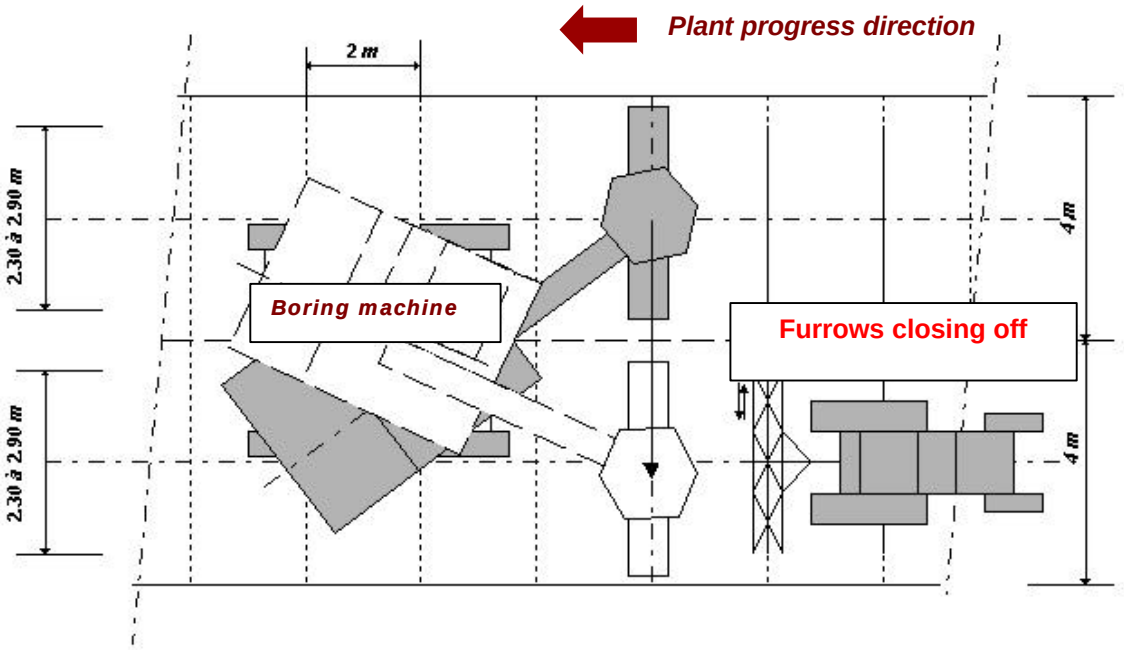


Fig. 1 – Active Joint setting plant scheme

The boring machine works after the pass of the grader. This machine opens up a furrow in the road base layer where the Active Joint is placed. Then a second machine (a sort of double harrow), having forward movement, comes to close up the furrows. After this operation, the fine grading can be followed by a conventional compaction process. When the laying operation equipment works normally, there is no waste of time and output is about 500 Active Joints a day, corresponding to 3500 tons per day of hydraulic binder base course.

3. Main advantages of the technique :

In addition to the control and crack limitation of the cement bound aggregate layer, the Active Joint allows the continuity of the structure under traffic load.

Therefore it is possible to have a significant reduction in the thickness layer. Therefore, a semi-flexible structure which is usually made with 2 layers (about 37 cm) can be reduced to one 32 cm base course.

4. The costs :

The costs are also modified, *fig.* 2 shows improvement in economies which is done between flexible pavement and semi-flexible pavement with or without Active Joint.

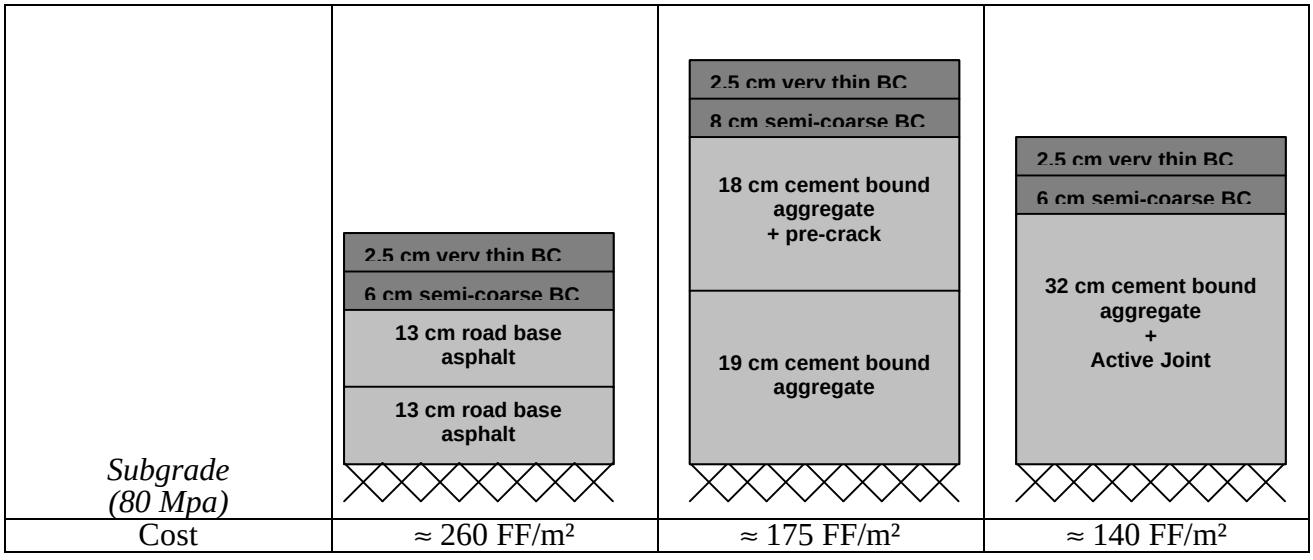


Fig. 2 – Example of different structures for 1200 equivalent standard axles (13T.)/day/lane traffic designed for 30 years

The cost of the Active Joint application is lower than that of the other laying operations (flexible pavement or semi-flexible pavement without pre-cracking process) and it is also a less expensive solution because the Active Joint pavement reduces the number of maintenance interventions (cracks propagate slowly and they are very thin).

5. Active Joint application in Mauritius Island

5.1 Presentation :

On Mauritius Island, pavement construction and reinforcement work traditionally call upon the use of crushed coarse aggregate in the sub-base layers, topped with asphalt mix wearing courses.

An increase in traffic and a decrease in mineral deposits have sparkled an interest at the Ministry of Public Infrastructures for treated coarse aggregates, and in particular, cement bound aggregates.
This paved the way for the approval of the pre-cracking technique Active Joint for the widening of the Phoenix – Nouvelle-France road. Some 150,000 m² of pavement were treated along the 16 km stretch, making the site a remarkable reference for this specially well-suited technique.

5.2 Site description :

The site involved the construction of a second carriageway on the highway section between Phoenix and Nouvelle-France, an arm of the North – South route from the Sir Sewoosagur Ramgoolam international airport to the capital city of Port Louis. The project includes earthworks for the roadbed, along with the engineering structure and the pavement itself.
The project includes intersections that are designed as roundabouts, as well as one lower passage and two upper passages. The site is located at an altitude of 400 to 500 meters above sea level.
The route crosses regions with very heavy rainfall throughout the year (up to 4.000 mm/per annum). A great number of hydraulic engineering structures, more than a hundred in all, were built to accommodate this heavy rainfall, calling for special care before the road bed could be built. Excellent organisation is one of the key factors in the success of this site, all the more so in light of the month deadline stipulated in the contract, with work slated for completion in May 2000.
The pavement structure (basic design) is made up of 50 cm of untreated course aggregates laid in two layers, followed by a 10 cm course of road base asphalt mix and a 7 cm asphaltic overlay wearing course.

5.3 Goals achieved with Active Joint :

Thanks to this original and well-suited technique at a lower cost than that the basic solution, the road structure is lighter and uses less aggregates, allowing for faster and more flexible implementation.

CONCLUSION

The Active Joint process has been patented in France and numerous European countries. A technical information sheet « Avis Technique » issued by the French Committee for Road Techniques describes the Active Joint process.

This solution has been tested in the framework of the Innovation Charter and it has been certified by Setra (Service of Technical Studies for Roads and Highways).

Any hydraulic binder base course may be pre-cracked with the Active Joint, along with new construction and reinforcement (as long as the thickness is greater than 20 cm). Active Joint may also be used for industrial platforms.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

EVALUACION POR MEDIO DEL MOLDE DE ENSAYO K DE UNA CAPA DE BASE DE PIEDRA PARTIDA EN UNA PISTA DE AEROPUERTO TRATADA CON CEMENTO, CEMENTO Y BETUN ESPUMADO O CEMENTO Y EMULSION BITUMINOSA.

K-MOULD EVALUATION OF CRUSHED STONE LAYER FROM AN AIRPORT TAXILANE TREATED WITH CEMENT, CEMENT AND FOAMED BITUMEN OR CEMENT AND BITUMEN EMULSION.

C.J. Semmelink
Research Engineer
Transportek, CSIR, P.O.Box 395, 0001 Pretoria (South Africa)
csemmeli@csir.co.za

J.J.E.Liebenberg
Civil Engineer
Stewart-Scott (Pty)Ltd, PO Box 784506, 2146 Sandton (South Africa)
jacol@ssi.co.za

P.B.Botha
Research Technologist
Transportek, CSIR, P.O.Box 395, 0001 Pretoria (South Africa)
pbotha1@csir.co.za

RESUMEN

Esta comunicación describe el molde de ensayo K y la forma en la que se desarrolla el ensayo. El ensayo de los materiales se ejecuta normalmente a los mismos niveles de tensiones que son producidas por el tráfico (por ejemplo, en este caso se emplearon 1000 y 2000 kPa para simular las tensiones producidas por neumáticos de aviones). La resistencia a la deformación de los distintos materiales se estima en base a las deformaciones permanentes obtenidas en la muestras sometidas al molde de ensayo K. Los resultados han demostrado que esta técnica de reciclado puede usarse satisfactoriamente en proyectos de aeropuertos. Finalmente, se decidió usar materiales tratados con emulsión bituminosa y cemento para reducir la permeabilidad de la capa de base. La decisión entre emulsión bituminosa y betún espumado se basó exclusivamente en razones económicas. La adición de cemento se debió fundamentalmente a dos razones: (1) para obtener mayor resistencia a edades tempranas, y (2) para ajustar la química del árido cuarcítico con alto contenido de sulfatos que podría haber sido perjudicial para el betún asfáltico. Por esta misma razón, en la obra se utilizó cemento de alta resistencia a los sulfatos. La base de piedra partida se recicló utilizando equipos de construcción convencionales en lugar de equipos para reciclado profundo in situ. La capa de base fue reciclada en dos capas de 120 mm cada una. El resto del firme existente no se recicló. Sobre la base reciclada se dispusieron con una capa de base bituminosa de 75 mm y una capa de rodaura de 50 mm de mezcla bituminosa. La pista del aeropuerto fue abierta al tráfico cuatro días después de haberse terminado el proceso de estabilización.

ABSTRACT

The paper briefly discusses the K-mould and how the test is performed. Tests on materials are normally performed at expected traffic related stress levels (i.e. 1000 kPa and 2000 kPa in this case to simulate the high contact pressures of aircraft tyres). From the permanent deformation of the K-mould samples predictions were made about the permanent deformation resistance of the different materials. The K-mould results showed that this recycling technique could be used safely on the particular project. The choice was made to use emulsion-cement treated material to decrease the water susceptibility of the base layer. The choice between emulsion and foam bitumen was purely done for economic reasons. Cement was added for two reasons: (1) To gain early strength. (2) To adjust the chemistry of the quartzite aggregate which contains a high amount of sulphur, which could be deleterious to the bitumen. For this reason sulphate resistant cement was specifically used on this project. The crushed stone base was recycled using conventional construction equipment instead of deep in situ recycling techniques. The crushed stone layer was recycled in two layers of 120 mm thickness each. The rest of the existing pavement structure was not recycled. The recycled base was covered with a 75 mm bituminous treated base and 50 mm asphalt surfacing. Aircraft were allowed to use the taxiway about 4 days after the completion of the stabilisation process.

PALABRAS CLAVE

Molde de ensayo K, cemento, emulsión bituminosa, betún espumado, pista de aeropuerto, piedra partida

KEY WORDS

K-mould, cement, emulsion, foam bitumen, taxiway, crushed stone

1. INTRODUCTION

A taxilane next to the apron that accommodate freight aircraft of Johannesburg International Airport in South Africa was in need for pavement rehabilitation. A detailed rehabilitation investigation and design was carried out. Because of the nature of work on an international airport, only a limited number of rehabilitation options could be considered. These options should allow relative quick construction to minimize the disruption to aircraft movements as well as to provide early strength in the pavement to prevent damage to the pavement during its early life. The rehabilitation alternatives include the stabilisation with cement with or without the addition of bitumen emulsion or foamed bitumen. These alternatives needed to be evaluated in terms of permanent deformation and fatigue cracking. Due to the high wheel loads of aircraft special attention was given to the selection of an appropriate rehabilitation measure. The K-mould dynamic test was used in this process to evaluate the permanent deformation properties of the stabilised crushed stone material.

During the mix design process it was discovered that the base material (i.e. crushed mine rock) also contained high quantities of sulphur that could be deleterious to the hydration reaction of the cement. Special attention to the selection of the correct cement was given to address this issue as well.

2. PAVEMENT AND MIX DESIGN

2.1 Structural design

The original pavement composition consisted of a 120 mm asphalt surfacing with a 240 mm crushed stone base on various layers of stabilised gravel. The old pavement had extensive crocodile cracking with potholes, while the fines from the crushed stone base were being pumped out to the surface during wet periods. A structural capacity analysis of the pavement indicated that very little life was left in the structure. The presence of potholes and the subsequent loose material associated with that, were a hazard to aircraft because of jet blast. It was decided to remove the asphalt layers, rework and stabilise the existing crushed stone base and replace the asphalt surfacing layer (Figure 1).

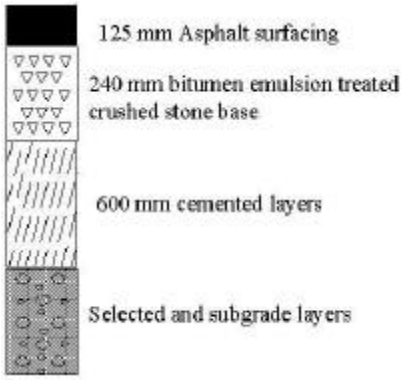


Figure 1. Pavement structure after rehabilitation

The rehabilitated pavement is adjacent to a concrete apron slab. It was found that moisture enters the pavement through the joints in the concrete slab (approximately 25 years old), progresses towards the taxilane and penetrates the base layer of the taxilane. As it was not possible to construct subsoil drains, it was decided that a base layer be selected that is more resistant to the occasional presence of free moisture.

The rehabilitation options were the following:

- cement with bitumen emulsion
- cement with foamed bitumen.

2.2 Mix design

A mix design was performed to determine the optimum quantity of net bitumen in either the bitumen emulsion as well as the foamed bitumen options used, together with 2% cement. The optimum binder content for both these alternatives was 1.8% net bitumen. The mix design properties of the mixes are presented in Table 1. The base material was classified as a good quality crushed stone with a modified Proctor (AASHTO) density of 2 260 kg/m^3, a Plasticity Index (PI) of 2 and a Optimum Moisture Content (OMC) of 5.8%.

Table 1. Mix properties of stabilised base material from laboratory testing

Mix	% net bitumen	Indirect Tensile Strength (ITS) (kPa)			Stiffness (MPa)
		Unsoaked		Soaked	
		@ 23 °C	@ 40 °C		
Bitumen emulsion	1.8	454	536	-	-
Foam bitumen	1.8	493	-	319	2 000

Note: 2% cement added to both options

The different alternatives were evaluated with the K-mould to determine the permanent deformation properties.

3. K-MOULD EVALUATION (1)(2)

In normal layerwork of a road pavement, the material in each layer is usually subjected to an increase of the vertical stress during traffic loading, which in turn, causes the material to expand slightly in a horizontal direction. However, the surrounding material resists this expansion whereby the horizontal stress σ_3 is increased. The K-mould test system is designed to simulate this condition in the laboratory, and may be described as a mechanical device that automatically increases the lateral restraint on the specimen as it is being loaded vertically. The samples are restraint laterally by calibrated springs. The result is a confined compression situation but with a constant or controlled horizontal elastic modulus (E_3) rather than a constant or controlled horizontal confining stress (σ_3). Samples with a diameter of 152,4 mm and a height of approximately 100 mm were tested.

During the K-mould test, the applied stress levels are selected. The dynamic load is normally applied with a haversine curve. Other shapes of load application curves are also possible, and have been used in the past. The total load/unload period mostly used is 0,2 seconds which is usually followed by a recovery period of 0,2 seconds (wavelength of 0.4 seconds) between successive load applications to allow the dissipation of stresses and strains. The test is computer driven to ensure controlled load application. The time intervals (expressed as the number of load repetitions) at which data should be collected and the size of the data windows (i.e the rate of sampling, as well as the length of the sampling period) can be specified. Four strains are continuously monitored, namely the loads of the top and bottom load cells, the average vertical deformation, and the total increase in the lateral circumference of the sample.

The principle of the K-mould is that the sample will expand laterally, thereby increasing the lateral spring force, until the lateral spring force is large enough to hold the vertical load. It is therefore not necessary to select the spring force beforehand. Checks have been done to evaluate the effect of spring stiffness. Because the lateral springs have also been calibrated to determine the load required to compress the springs, the horizontal force can also be

determined. Because both the initial height and diameter of the sample are known, it is possible to determine the principle stresses and strains (σ_1, σ_3, $_1$ and $_3$) on a continuous basis. From these values it is possible to determine all the required parameters. During the data collection phase the maximum and minimum readings of each data channel for each data window are also saved in a separate file.

The data in the latter file is used to determine the secant modulus (E_{sec}) and the life of the pavement layer in terms of rutting potential. The secant modulus is defined as:

$$E_{sec} = (\sigma_{1max} - \sigma_{1min})/(_{1max} - _{1min}) \quad \text{(Eq.1)(2)}$$

where σ_{1max} = maximum vertical stress (kPa)

σ_{1min} = minimum vertical stress (kPa)

$_{1max}$ = maximum vertical strain

$_{1min}$ = minimum vertical strain

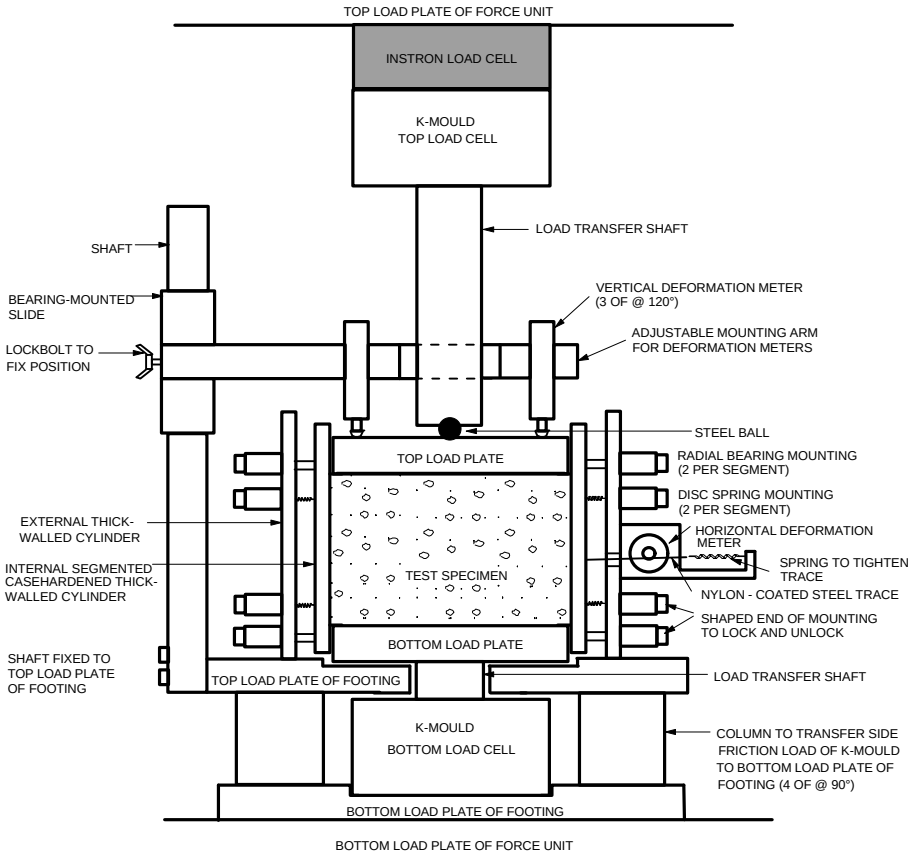


Figure 2: Schematic view of K-mould test setup (2)

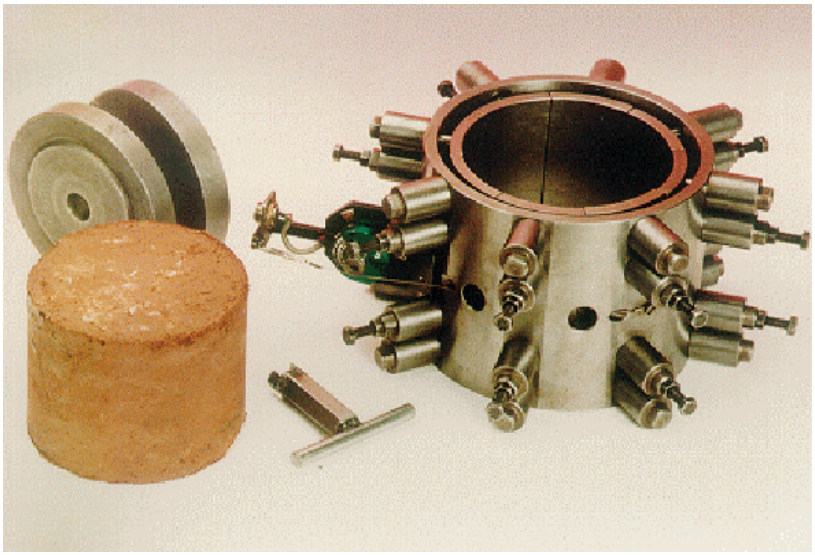


Figure 3: Photograph of K-mould and typical sample

A serious effort was made to determine the load and contact pressure under an aircraft tyre as accurately as possible. From information it seemed that the maximum load per dual wheel configuration is approximately 396 kN and the contact pressure between 1200 and 2000 kPa. Normal wheel loads on roads in South Africa are in the region of 40 kN with tyre pressures that varies between 500 and 800 kPa.

The loading configuration consisted (σ_1) of 30 000 load applications and was applied as follows (short rest period after first 10000 cycles)(see Table 2):

Table 2: K-mould load sequence

Stress level (kPa)	Load cycles
1200	1 – 2500
1400	2501 – 5000
1600	5001 – 7500
1800	7501 – 10000
2000	10001 – 30000

The results from the K-mould test are summarised in Table 3 and Figures 4 and 5.

Table 3. Summary of results from K-mould test (see Appendix 1)

Material	Number of load repetitions to 10 mm permanent deformation	Number of load repetitions to 5 mm permanent deformation
Bitumen emulsion + 2% cement	559 295	174 554
Foam bitumen + 2% cement	741 541	285 380
2% cement	1 479 744	559 866

The cement treated option provided the highest resistance to permanent deformation, while the emulsion treated option provided the least resistance. The foam bitumen would allow 32 % more load repititions, or coverages to 10 mm deformation than the emulsion treated option. A coverage is defined as the number of times a particular point on the pavement is expected to receive a maximum stress as a result of a given number of aircraft passes. The K-mould results represents the number of coverages and a coverage to pass ratio can be used to convert it to aircraft passes. An applicable coverage to pass ratio on this pavement would be 1:3,2.

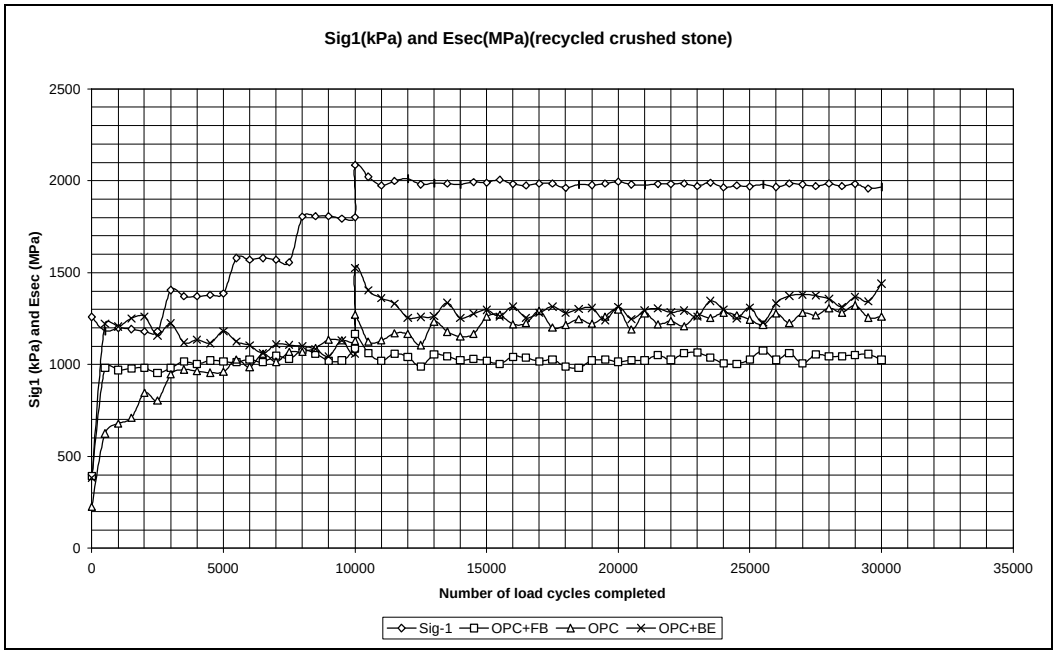


Figure 4: σ_1 (Applied stress) and E_{sec} against completed load cycles for crushed stone recycled with 2% cement only , or 2% cement plus 1.8% foamed bitumen or 3% bitumen emulsion

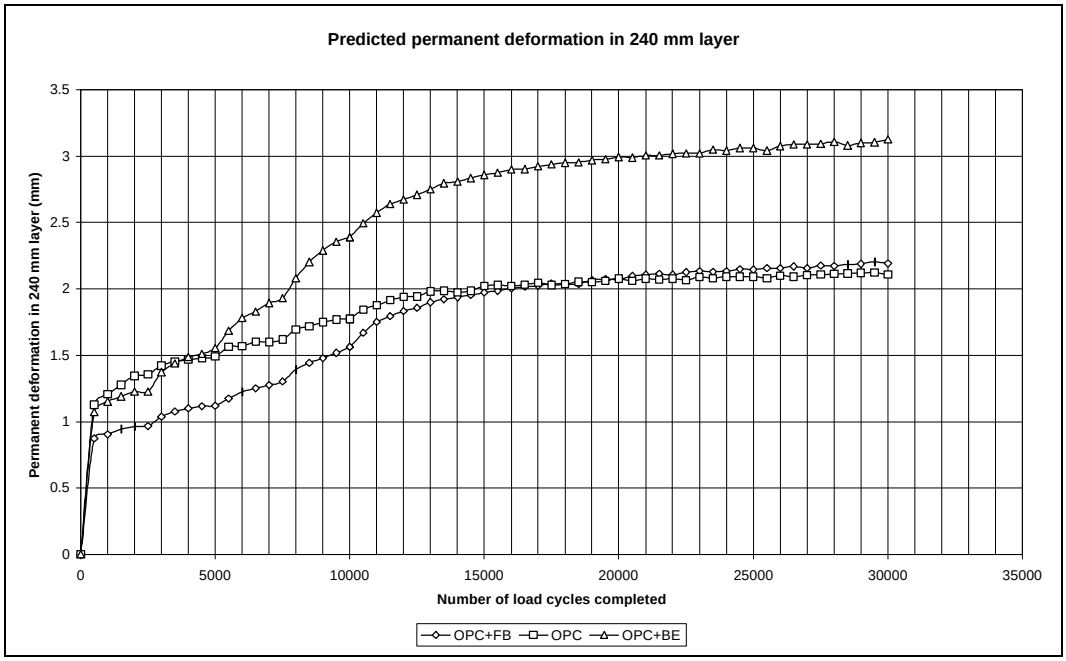


Figure 5: Predicted permanent deformation against completed load cycles for 240 mm crushed stone layer recycled with 2% cement only, or 2% cement plus 1.8% foamed bitumen or 3% bitumen emulsion

Figure 4 indicates that the cement only treated material exhibited stress dependant properties, while it is less evident in the emulsion treated material. The foam treated material did not show any significance stress dependency.

Figure 5 indicates the permanent deformation results from the test. The cement only option had the lowest permanent deformation, while the emulsion treated option had the highest.

A total permanent deformation of 15 mm would be allowable on the taxiway (3) at the end of the design life of the pavement. The K-mould evaluation in this study was only done on the base layer of the pavement. Research (4) has shown that most deformation in pavement structures results from the base layer. This might imply that between 5 mm and 10 mm of permanent deformation might be in the base layer. An allowable value of 10 mm permanent deformation was assumed in this study.

In all the cases the number of aircraft passes to 10 mm deformation exceeds the number of aircraft movements expected on the pavement over its design life. The benefit in terms of permanent deformation for the cement only option was the highest but the effects of shrinkage cracking as well as the possible influence of the occasional presence of moisture in the layer disqualified this option. The foam bitumen layer would allow more repetitions to 10 mm deformation than the emulsion treated layer. The costs for the foam bitumen layer was substantially higher on this contract and since the emulsion treated layer would also be able to carry the required number of repetitions, it was not economical to consider the added benefit from the foam bitumen layer.

4. TREATMENT OF EXCESSIVE SULPHUR IN MATERIAL

The crushed stone material was obtained from rock that originated from gold mines in the area. It contained high concentrations of soluble salts as well as iron pyrite (i.e. fool's gold) that would allow the presence of free sulfurs in the layer. With the presence of water, the iron pyrite will react with the water (5) to form sulfuric acid and iron as follows :

$$4FeS_2 + 15O_2 + 2H_20 \rightarrow 2Fe_2(SO_4)_3 + 2H_2SO_4 \quad (\text{if } pH < 9) \qquad \text{(Eq.2)}$$

The presence of sulfuric acid will be destructive to the hydration reaction of cement and it will use much of the calcium carbonate in the cement to neutralize the acidic environment. A cement with excess calcium ions (Ca^{++}) was needed to provide free calcium in order to substitute the hydrogen ions (H^+) in the sulfuric acid with calcium ions (Gauteng cements have an excess of free calcium). With the addition of cement, the following four reactions take place to exchange the hydrogen ions with calcium in order to form calcium carbonate (or gypsum) with carbon dioxide and water (6).

$$CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 \qquad \text{(Eq.3)}$$

$$H_2SO_4 + CaCO_3 \rightarrow CaSO_4 + CO_2 + H_20 \qquad \text{(Eq.4)}$$

$$2H_2SO_4 + 2Ca(OH)_2 \rightarrow 2CaSO_4 + 3H_20 \qquad \text{(Eq.5)}$$

$$2Fe_2(SO_4)_3 + 2H_2SO_4 + 8Ca(OH)_2 \rightarrow 4Fe(OH)_3 + 8CaSO_4 + 4H_2O \quad (pH>10) \text{(Eq.6)}$$

To neutralize the chemical reaction in the crushed stone the pH is controlled to be not less than 10 when the crushed stone is delivered on site. The reaction that forms the calcium carbonate is a non-returnable reaction and would "bind" the sulfur that originated from the iron pyrite. This provides for a suitable environment for the hydration reaction.

Ordinary Portland cement from a source known to contain substantial free calcium was used in the project.

5. CONSTRUCTION

The emulsion treated layer was constructed by means of conventional construction methods. The existing asphalt layer was milled off and stock piled after which the crushed stone base was ripped to the required depth. The layer was constructed in two sub-layers of 120 mm thick each to ensure that the density requirement was achieved. Cement was spread by hand (Figure 6) and mixed in by grader (Figure 7) before the mix was brought close to optimum moisture content. The bitumen emulsion was applied with a conventional spray tanker and mixed through the layer with a grader and road disc (Figure 8). After compaction the first layer was allowed to cure to allow for the breaking of the emulsion for at least 72 hours

before construction of the second layer. The construction process was completed without problems.



Figure 6. Hand spreading of cement bags



Figure 7. Mixing of cement by road disc and motor grader



Figure 8. Applying of bitumen emulsion by spray tanker and mixing by motor grader

6. CONCLUSIONS

This paper presents a procedure used to evaluate three possible different rehabilitation options for a crushed stone base layer. The K-mould test provides valuable information on the permanent deformation characteristics of the materials. The tests were done under very high stresses, typical of what can be expected on airport pavements. All the materials performed satisfactory in terms of permanent deformation but the final decision was based on economical and financial constraints.

7. ACKNOWLEDGEMENTS

The study formed part of a rehabilitation project at Johannesburg International Airport. The support of the Airports Company of South Africa, management of the Johannesburg International Airport, Transportek CSIR and Stewart Scott are acknowledged as well as the permission to use and publish the project information. The authors would also like to thank the Director of Transportek CSIR for giving us the opportunity to present this information. They would also like to thank Mr Jorge Prozzi for the Spanish translation of the abstract done on their behalf.

8. REFERENCES

(1) Semmelink C.J. *Brief summary of the Transportek K-mould research programme and the results.* Divisional Publication DP-99/009. 1999.

(2) Semmelink C.J., Jooste F.J and De Beer M. *Use of the K-mould in detemination and analysis of the elastic and shear properties of road materials for flexible pavements* . 8th Int. Conf. On Asphalt Pavements. Seattle, 1997.

(3) Directorate of Civil Engineering Services (DCES): *A guide to Airfield Pavement Design and Evaluation*, Property Services Agency, Department of the Environment, Croydon, United Kingdom. 1989.

(4) Wolff H, *The elasto-plastic behaviour of granular pavement layers in South Africa*, PhD thesis, University of Pretoria, Pretoria.1992.

(5) Weinert H.H. *The natural road construction materials of Southern Africa.* NITRR,CSIR, Pretoria, 1980.

(6) P B Botha. *Die behandeling van sulfaat in mynbouaggrgegaat.* DOT. 1985.

Appendix 1: Predicted number aircraft dual wheel loads to cause a rut of 10 mm in the 240 mm recycled layer for the different treatments

(a) JBI1 - Reef Quartzite Crusherrun + 2%OPC + 1.8%FB

Def-240 (20000-30000 reps) Regression Output:				Wheel track width (m) 5.4	3.6	1.8
Constant	1.8719445		Sig1(avg)	1976.91	1976.91	1976.91
Std Err of Y Est	0.0076656		K-alpha	0.10391	0.23381	0.93522
R Squared	0.953949					
No. of Observations	21		Bet-Norm	0.07994	0.19056	0.64419
Degrees of Freedom	19		Bet-Laplace	0.13667	0.28154	0.73356
			Safety factor	1.70958	1.47744	1.13873
X Coefficient(s)	1.0961E-05					
Std Err of Coef.	5.52499E-07					

Permanent deformation	10mm	10mm	10mm	5mm	5mm	5mm
load repetitions(10mm)	741541.2	741541.2	741541.2	285379.7	285379.7	285379.7
Wheel track(Norm Dist)(m)	5.4	3.6	1.8	5.4	3.6	1.8
N (dual wheel load)(Normal)	9275914	3891325	1151115	3569805	1497564	443003
N (dual wheel load)Laplace)	5425847	2633832	1010880	2088119	1013622	389034

(b) JBI3 - Reef Quartzite Crusherrun + 2%OPC + 3% BE

Def-240 (20000-30000 reps) Regression Output:				Wheel track width (m) 5.4	3.6	1.8
Constant	2.7315395		Sig1(avg)	1971.74	1971.74	1971.74
Std Err of Y Est	0.0104074		K-alpha	0.11092	0.24956	0.99826
R Squared	0.9404683					
No. of Observations	21		Bet-Norm	0.08614	0.20338	0.67418
Degrees of Freedom	19		Bet-Laplace	0.14518	0.29738	0.75628
			Safety factor	1.68541	1.46220	1.12178
X Coefficient(s)	1.29958E-05					
Std Err of Coef.	7.50113E-07					

Permanent deformation	10mm	10mm	10mm	5mm	5mm	5mm
load repetitions(10mm)	559294.8	559294.8	559294.8	174553.9	174553.9	174553.9
Wheel track(Norm Dist)(m)	5.4	3.6	1.8	5.4	3.6	1.8
N (dual wheel load)(Normal)	6493052	2750035	829594	2026458	858276	258913
N (dual wheel load)Laplace)	3852497	1880748	739531	1202351	586975	230805

(c) JBI2 - Reef Quartzite Crusherrun + 2%OPC

Def-240 (20000-30000 reps)					Wheel track width (m)		
Regression Output:					5.4	3.6	1.8
Constant	1.9568452			Sig1(avg)	1981.67	1981.67	1981.67
Std Err of Y Est	0.0074988			K-alpha	0.10379	0.23353	0.93410
R Squared	0.8418513						
No. of Observations	21			Bet-Norm	0.07983	0.19033	0.64364
Degrees of Freedom	19			Bet-Laplace	0.13652	0.28126	0.73314
				Safety factor	1.71004	1.47772	1.13904
X Coefficient(s)	5.4355E-06						
Std Err of Coef.	5.40478E-07						

Permanent deformation	10mm	10mm	10mm	5mm	5mm	5mm
load repetitions(10mm)	1479744.4	1479744.4	1479744.4	559866.3	559866.3	559866.3
Wheel track(Norm Dist)(m)	5.4	3.6	1.8	5.4	3.6	1.8
N (dual wheel load)(Normal)	18535740	7774503	2299009	7013060	2941510	869838
N (dual wheel load)Laplace)	10839364	5261144	2018376	4101110	1990572	763659

1er SIMPOSIO INTERNATIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

PREFISURACIÓN DE BASES MEDIANTE EL EMPLEO DE UN DISCO Y UN CONGLOMERANTE ESPECIAL PARA CARRETERAS

PRE-CRACKING ROAD BASES BY USING A CUTTING DISC AND A SPECIAL HYDRAULIC ROAD BINDER

H. Sommer and R. Pichler
Forschungsinstitut der Vereinigung der
Österreichischen Zementindustrie
Reisnerstraße 53
A-1030 Wien
sommer@voezfi.at
pichler@voezfi.at

RESUMEN

En Austria se ha desarrollado y probado con éxito un nuevo método para prefisurar bases tratdas con cemento. Las juntas se realizan inmediatamente después de la compactación mediante un disco montado en un rodillo.

Dado que dichas juntas se realizan únicamente en 1/3 del espesor de la base se precisa adoptar alguna medida adicional para asegurar que todas las juntas se abran a edades tempranas. Con dicho objeto se utiliza un conglomerante especial para carreteras que tiene un desarrollo muy lento de resistencias. Con una resistencia a compresión de 3 N/mm² a 7 días, medida sobre probetas Proctor, la resistencia a tracción durante los primeros días es solamente 1/3 de la que se obtendría empleando un cemento Portland normal, y todas las entallas se abrirán durante las primeras noches. Sin embargo, la resistencia a tracción final final es como mínimo un 50% a la obtenida con cemento Portland, lo que se traducirá en un mejor comportamiento a largo plazo de la carretera.

ABSTRACT

A new method for pre-cracking hydraulically bound bases has been developed and tried successfully in Austria: Notches are made immediately after compaction by means of a cutting disc mounted to a roller.

Since the notches are only 1/3 of the thickness of the base an additional measure is required to ensure that all the joints will open at an early age: A hydraulic road binder is used that develops strength very slowly. With a 7-day-compressive strength of 3 N/mm² on Proctor cylinders the tensile strength during the first days will be only 1/3 of the strength that would result if normal Portland cement were used and the notches will crack during the first nights. Ultimate tensile strength, however, will be at least by 50 % higher than with Portland cement and this will improve the long-term performance of the road.

PALABRAS CLAVE

Estabilización, reciclado in situ con cemento, prefisuración, fisuración por reflexión, conglomerantes especiales para carreteras

KEY WORDS

Stabilization, in situ recycling with cement, pre-cracking, reflective cracking, hydraulic road binders

1. THE PROBLEM

Great lengths of motorways are being reconstructed in Austria using a recycling concept and still greater lengths of secondary roads could be reconstructed in a very economic way by in-situ recycling with cement, if the problem of reflective cracking were solved satisfactorily.

Though there are different ways to do this, it is considered that pre-cracking is a way that is economic, reliable and applicable in all circumstances.

2. MAKING NOTCHES

Sub-bases of existing roads often contain bigger stones, making the use of the CRAFT-machine a very destructive process.

Instead, notches are made immediately after compaction by means of a cutting disc mounted to a roller and pressed down hydraulically (fig. 1). When meeting a bigger stone, the disc goes up and causes no destruction. A bond inhibitor is sprayed into the notch (fig. 2) and a final pass of the roller (with the disc raised) is enough to restore the evenness (fig. 3).



Figure 1: Making notches by means of a cutting disc mounted to a roller.



Figure 2: Spraying a bond inhibitor into the notch.



Figure 3:A final pass of the roller to restore the eveness.

The notches are shallow – only 1/3 of the thickness of the base: An additional mesure has to be taken to ensure that all the dummy joints will crack at an early age.

3. THE ADVANTAGE OF USING HYDRAULIC ROAD BINDERS

Hydraulic road binders are much lower in compressive strength than normal cements (fig. 4).The flexural strength is also much lower than that of normal cements at an early age, but at higher ages it is distinctly better (fig. 5).

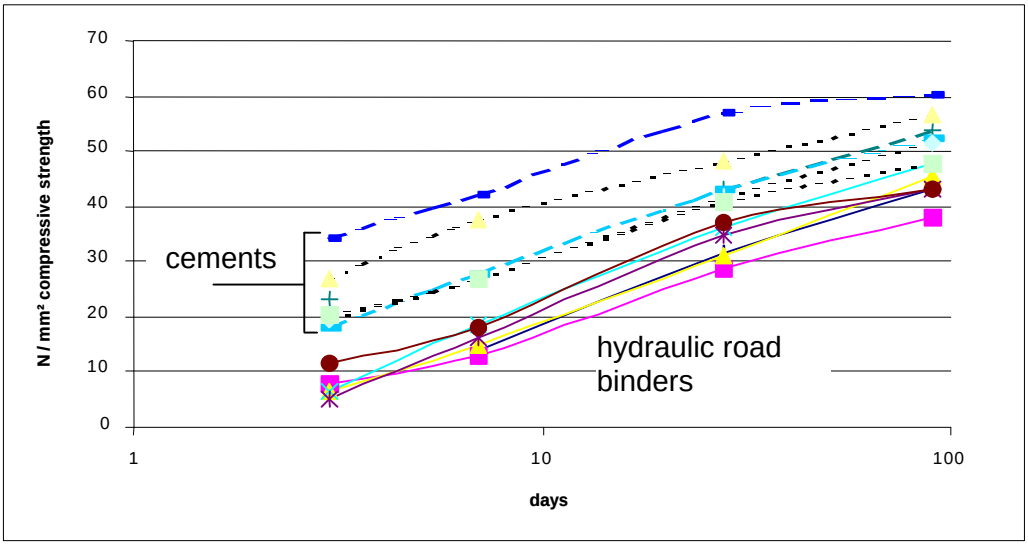


Figure 4: Compressive strengths (according to the Austrian cement standard) of cements and hydraulic road binders.

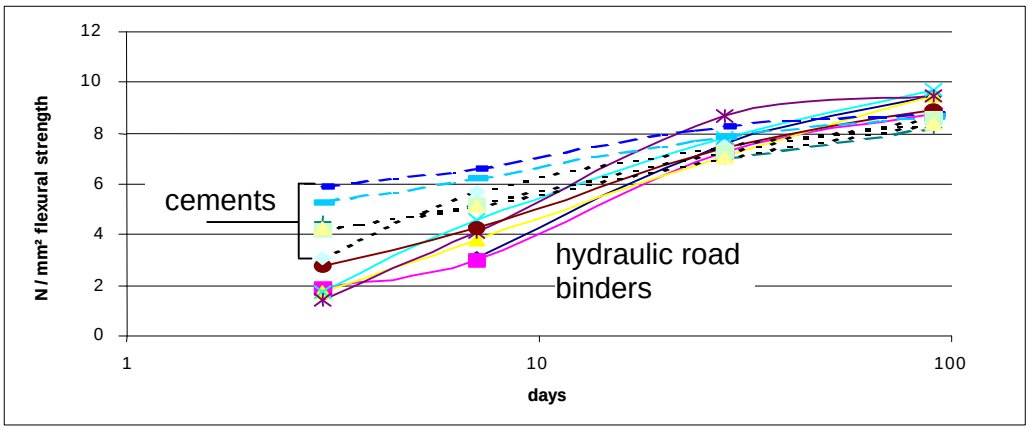


Figure 5:Flexural strengths (according to the Austrian cement standard) of cements and hydraulic road binders.

If such a hydraulic road binder is used instead of a normal cement and the amount is adjusted to give a compressive strength of 3 N/mm² at 7 days (normally required with regard to construction traffic), the base will develop a tensile strength as shown in fig. 6: The splitting tensile strength will be much lower during the first two weeks (and during the first days only 1/3 of the strength obtained with a Portland cement) and the dummy joints will crack readily during the first nights. Ultimate tensile strength will be at least by 50 % higher and this will improve the long term performance of the road.

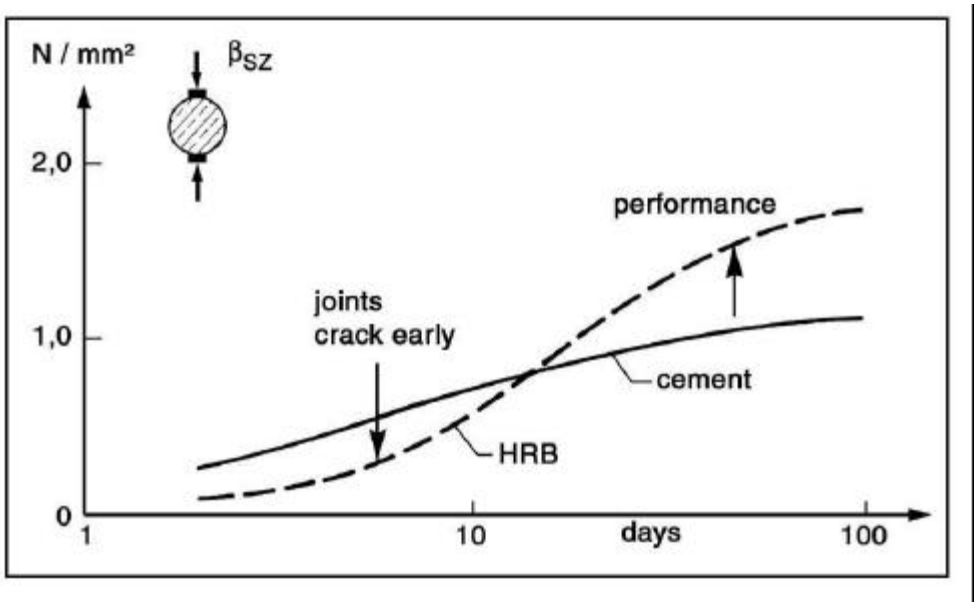


Figure 6: Splitting tensile strength of a granular material bound with a hydraulic road binder (HRB) and a Portland cement respectively.

4. PILOT JOB SITE

On a reconstruction site of a motorway the old sub-base had to stabilized with relatively high binder contents in order to bind contaminations (originating from tar-bound constituents). This resulted in compressive strengths of 5,5 – 10 N/mm² and it was feared that cracks would develop and reflect through the concrete pavement.

Therefore notches were made below the joints of the concrete pavement to be placed later.



Figure 7: Hydraulically bound base with notches.

A week later the site was inspected. The notches were to be seen distinctly, fig. 7, and almost all of them had opened visibly. In cases where the bituminous curing film had not cracked, the joints was considered as not having cracked.

Section	7-days compressive strength N/mm²	transverse joints (distanced 5 m)	
		total	not cracked
A	5,5	30	1 (3 %)
B	10	120	10 (8 %)

For hydraulically bound bases with a bituminous pavement a distance of 3.0 3,5 is recommended for the dummy joints; if the 7-days compressive strength is not much in excess of 3,o N/mm², it is expected that cracking would occur in the same way as in section A (both strength higher and joint distance longer).

REFERENCES

(1) H. Sommer and R. Pichler: *Tragschichtbinder. Forschungsvorhaben Nr. 800512/1844*, Forschungsförderungsfonds der gewerblichen Wirtschaft, Wien, 1999.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

EXPERIENCIA DE RECICLAJE FRIO EN LA REPUBLICA CHECA

THE EXPERIENCE WITH COLD RECYCLING IN THE CZECH REPUBLIC

D. Stehlík
Assistant Lecturer
Technical University of Brno
Department of Roads
Veve í 95º
662 37 Brno (Czech Republic)
stehlik.d@fce.vutbr.cz

M. Varaus
Assistant Lecturer
Technical University of Brno
Department of Roads
Veve í 95º
662 37 Brno (Czech Republic)
varaus.m@fce.vutbr.cz

J. Kudrna
Head of the Department
Technical University of Brno
Department of Roads
Veve í 95º
662 37 Brno (Czech Republic)
kudrna.j@fce.vutbr.cz

RESUMEN

El articulo describe la primer experiencia de reciclaje frío en la Republica Checa desde 1989. Son dos los sitios de construcción donde el método de reciclaje frío fue utilizado. La tecnología se describe de forma breve, e información detallada sobre las pruebas de campo y de laboratorio. La evaluación de las medidas y recomendaciones para el uso a futuro de La tecnología de reciclaje frío esta incluida también.

ABSTRACT

The article describes the first experience with the cold recycling in the Czech Republic after 1989. There are two construction sites mentioned where the cold recycling technology was applied. The technology is described briefly, detailed information are devoted to the field and laboratory tests. The evaluation of the measurements and recommendations for the future use of the cold recycling technology is given.

PALABRAS CLAVE

Reciclado en frío, cemento, emulsión asfáltica, FWD-medición, modulo de rigidez, fatiga.

KEY WORDS

Cold recycling, cement, asphalt emulsion, FWD-measurement, stiffness modulus, fatigue

INTRODUCTION

The limited natural resources and the effort to use the material of flexible pavement layers in the reconstructed road to cut the expenditures have brought the recycling technologies into the road construction. Whereas the hot recycling is limited to the bituminous layers and is connected with higher consumption of energy, the cold recycling becomes more and more popular nowadays. For the cold recycling it is possible to use either the material of bituminous layers, as well as an only partly bounded material (Penetration Macadam) or unbound and mostly very inhomogeneous material. Through the addition of binders as bitumen emulsion and/or cement it is possible to improve the material and the bearing capacity of the whole construction, which brings lower thicknesses of the top bituminous layers.

ROAD SECTIONS USING PORTLAND CEMENT

The cold recycling of flexible pavements that has been used in the West European countries for several years, came into Czech Republic after the year 1989.

The secondary road No. II/408 near the town Znojmo in the vicinity of the Austrian border was reconstructed in 1992 with the use of the cold recycling technology. The section is situated in the warm climate of the Czech Republic characterised by average yearly air temperature of 10°C, minimum morning air temperature is -32°C, maximum afternoon air temperature is 36°C

The original pavement was constructed from gravel layers and during its life it was two times reinforced with the Tar-Penetration Macadam. The total thickness of pavement was about 0,4 m.

The reconstruction technology including the dosing of additives was proposed by the private Austrian company. To the existing material 4 % of cement 32,5 were added. The cement was spread on the existing road surface. A special adapted milling machine with prolonged milling teeth and a steel plate in front of the milling drum for crushing larger pieces of asphalt was used for the mixing. The working width was 2,5 m. The milling machine was also equipped by the tamping screed, by the means of which the stabilised mixture was levelled and precompacted. After compaction by rollers the thickness of the recycled layer was about 300 mm. On the top of this layer 100 mm of asphalt concrete were laid.

After 9 years of service under traffic volume expressed by 160 standard axles (10 t/24 h) in one direction the visual inspection on the whole reconstructed section was carried out. Alligator cracks connected with deformations were found in local areas mostly near the unpaved shoulder. This was a signal of lowered bearing capacity. The road surface was additionally damaged in some places by wide transverse cracks and branched longitudinal cracks.

As the following step the measurement of the bearing capacity with FWD-device was done. Among the measured deflections which characterised the subgrade conditions in each point, big differences were found. According to the results of this measurement 3 cross sections were chosen for a detailed inspection. The first one without any distresses, the second with local cracks and the third with significant low bearing capacity (alligator cracks accompanied by deformations) – see Figure 3. In these cross sections both cores were taken and dug sounds were carried out. It was found out that the subgrade consisted of two different soils, the upper one classified as GM according to the Unified Soil Classification varying in the thickness from 0 mm to 500 mm and the lower one, very weak and classified as CS.

The samples of the subgrade soils were brought to the laboratory for the detail investigation (sieve curves, CBR, Atterberg´s limits etc.). The results of the laboratory analysis are in the following figures.

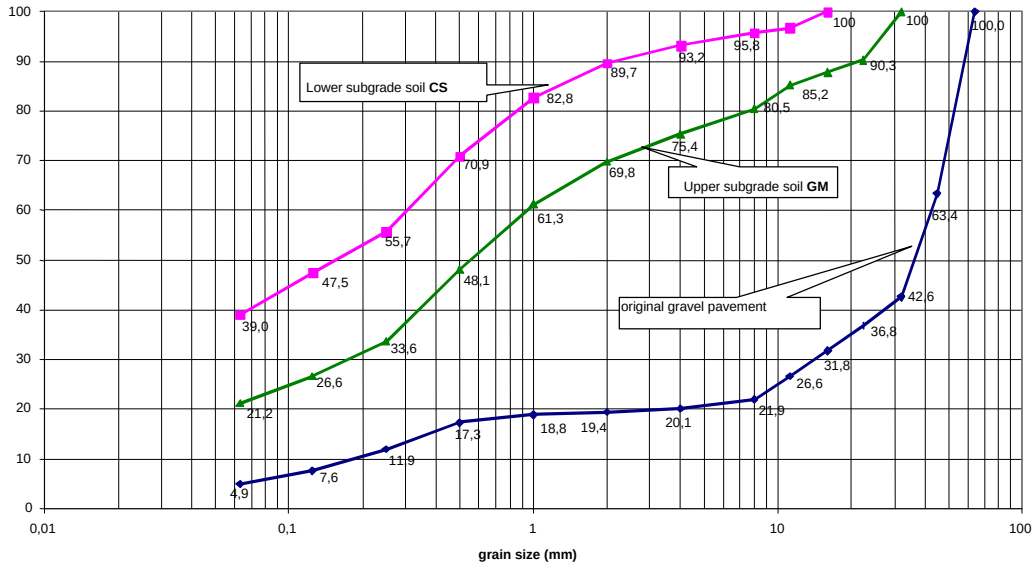
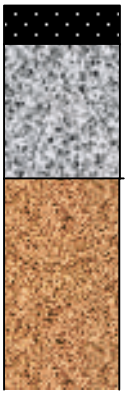


Figure 1: Sieve curves of the subgrade soils and original gravel



Asphalt concrete 90 mm

Recycled base course 300 mm

Upper subgrade – varying thickness 0 – 500 mm,
f = 21,2%, s = 48,6%, g = 30,2%, classification **GM** with low plasticity
CBR 23%, w_l = 24%, w_p = 20%, $w_{natural}$ = 7,8%, I_p = 4,

Lower subgrade – thickness up to 3000 mm,
f = 39,0%, s = 50,7%, g = 10,3%, classification **CS** with low plasticity
CBR 0%, w_l = 21,5%, w_p = 11%, $w_{natural}$ = 17,7%, I_p = 10,5;

Figure 2: Road construction and subgrade characteristics

From the FWD measurement the moduli of each layer were found by the back-calculation. Due to the varying characteristics of the subgrade and complexity of the problem a common E-modulus was found characterising the subgrade condition only by one equivalent value. The calculated stiffness moduli of the asphalt concrete, the recycled base course and the subgrade are in the figure 3. The moduli after 9 years of pavement service are depending on the distress of pavement by cracks caused by pour bearing capacity of subgrade. Regarding the recycled layer the first cross section without any distress was the only one, where the recycled material was found bound by cement. At the other cross sections the material was mostly unbound.

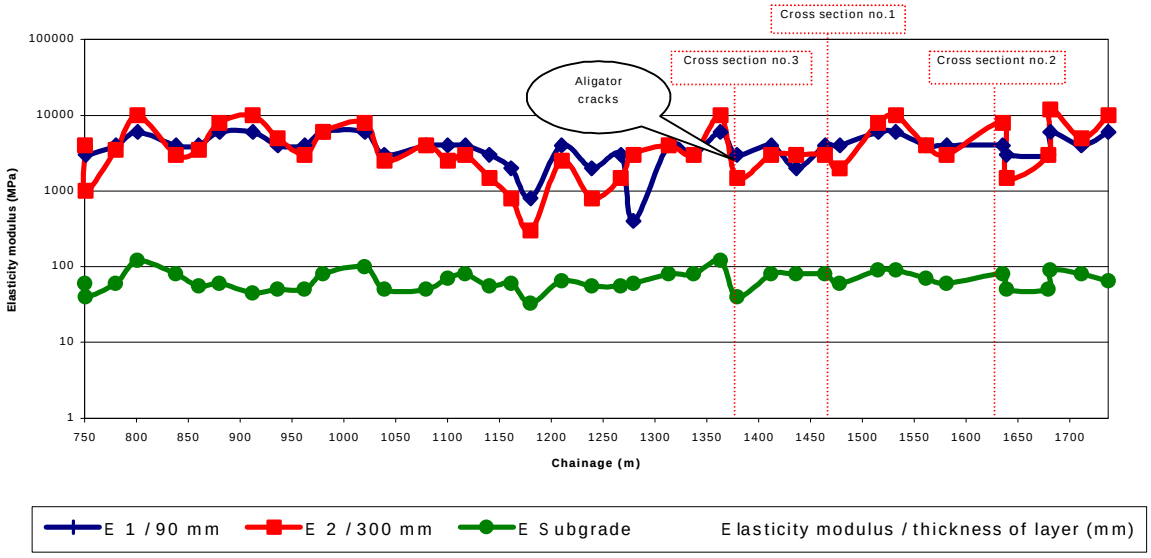


Figure 3: FWD - Elasticity moduli

ROAD SECTIONS USING PORTLAND CEMENT AND BITUMEN EMULSION

Another example of the use of the cold recycling is the rehabilitation of the main road No. I/56 in the mining region in the northeast part of the Czech Republic connecting the cities Ostrava and Frýdek Místek.

The construction of the road before the rehabilitation was:
200 mm asphalt layers,
250 mm cement stabilisation (with used mining waste rock aggregate),
300 mm slag subbase,
mining waste rock aggregate fill.

There were wide transverse cracks on the road surface, which had copied from the cement stabilisation to the road surface. Other severe distresses as large settlements were caused by closed mines in the subsurface of the road. There were also problems with the swelling of the mining waste rock aggregate.

The upper asphalt layers of about 100 mm were milled and transported to the local mixing plant for the further use by hot recycling technology. The lower asphalt layers together with the cement stabilisation were stabilised in the cold way by the recycler WR 2500 by adding 3 % of cement and 3,5 % of bitumen emulsions (60% of bitumen). On the top of the stabilised layer 100 mm of asphalt layers with polymer modified bitumen were laid.

On the stabilised layer the FWD-measurement was carried out. The moduli of the layers were found out by the back-calculation from the measured deflections (the stabilised layer was divided into two sub-layers). The results in the following figure show relatively high fluctuation of the moduli of the recycled layer (moduli E_1 and E_2). This can be probably caused by inhomogenity of the materials and the way of mixing.

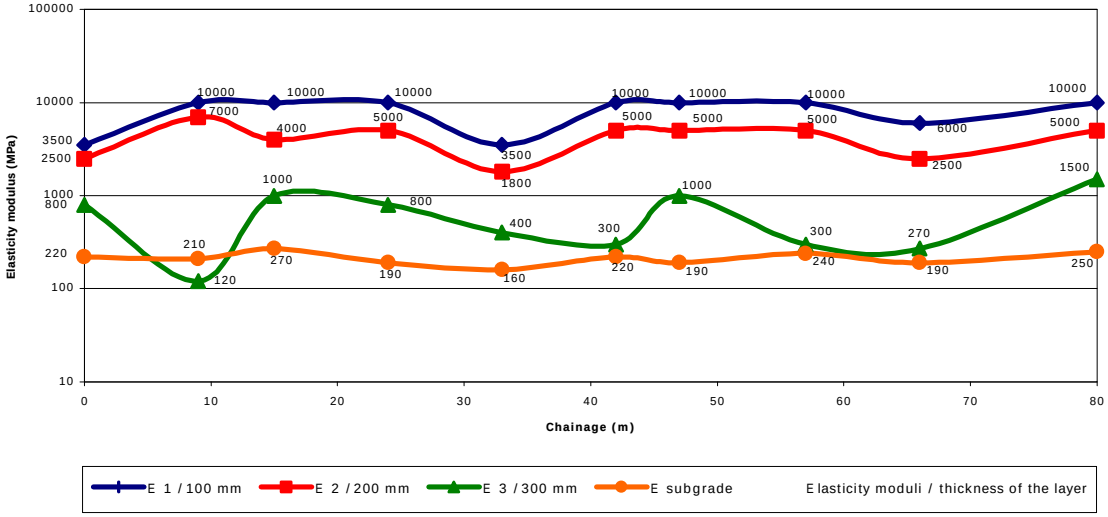


Figure 4: FWD - Elasticity moduli

From the stabilised layer cores with 300 mm diameter were taken. From the upper 60 mm of the cores trapezoidal samples were cut for the measurement of complex moduli according to (1) and fatigue according to (2) to prove the influence of viscous component of the bitumen emulsion. The results of the complex moduli measurements are in the figure 5. The measurements were carried out by frequencies of 1, 2, 5, 10 and 20 Hz and temperatures of –5, 10, 25 and 40°C. The results show relatively low dependence of the moduli on the temperature (1300 MPa at 40 °C and 3000 MPa at 10°C for 20 Hz).

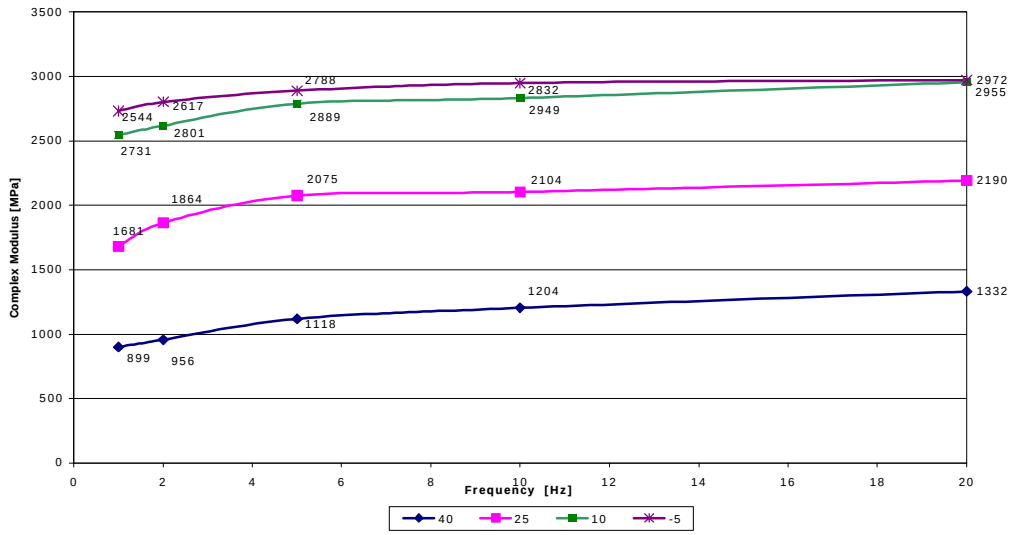


Figure 5: Complex moduli of the recycled layer (upper 60 mm)

The fatigue characteristic which is specified in (2) by the value of ε_6 (relative deformation at which the specimens are able to withstand 10^6 load repetitions) was 70×10^{-6}. The slope of the fatigue curve was B = 2,5 where for the asphalt mixtures is mostly in the range 5-8. These results point out low fatigue life of the recycled layer in the heavy duty pavements with thin top asphalt layers (up to 100 mm).

It is necessary to mention that the results of control tests by indirect tensile test (3) were in the range from 0,8 MPa to 1,2 MPa but the same test on test specimens obtained from cores taken from the same place as for the stiffness moduli and fatigue tests achieved the values from 0,25 MPa to 0,35 MPa. The performance of pavement section will be monitored.

CONCLUSIONS

The above mentioned examples describe the experience with the use of cold recycling in the Czech Republic. As a conclusion and recommendation for the future use of this technology it can be suggested:

- Prior to usage of recycling technology it is necessary to carry out a detail investigation of the whole section. It is necessary to evaluate the cause of the occurred distresses properly. It is also important to get the information about the subgrade conditions by FWD measurement and/or laboratory testing. The materials, that are to be stabilised (unbound and bound layers), have to be tested and fluctuating of sieve curve has to be known.

- To get higher bearing capacities it is sometimes necessary to improve the sieve curve of the stabilised material either by spreading of additional unbound material or crushing of the used material before stabilising.

- The design of the necessary amount of admixtures has to be based on the detail investigation and fluctuation of the material parameters. For example if the material for stabilisation varies too much it is advisable to add more cement than bitumen emulsion. For stabilisation of prevailing bituminous materials or material with tar the adding of bitumen emulsion should be preferred.

- It is necessary to use rather an equipment with variable width and compulsory mixing unit than only a milling machine to achieve a more homogenous stabilised layer.

ACKNOWLEDGEMENT

The paper was written under the support of the research project CEZ J22/98: 261100008: ”Research and development of wasting materials with higher durability in the building constriuctions”, 1998 and research project S301/120/601: ”Improvement of pavement design”, 2000.

REFERENCES

(1) prEN 12697-26, Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt - Part 26: Stiffness, CEN, Brussels, 1999.

(2) prEN 12697-24, Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt - Part 24: Resistance to fatigue, CEN, Brussels, 1999.

(3) prEN 13286-42, Unbound and hydraulically bound and unbound mixtures – Part 42: ”Test methods for the determination of the indirect tensile strength of test specimens, CEN, Brussels, 1999.

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

RECICLADO CON CEMENTO: CONSTRUCCIÓN. APLICACIONES EN VÍAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁFICO

RECYCLING WITH CEMENT: CONSTRUCTION. APPLICATIONS IN LOW VOLUME ROADS

Aurelio Ruiz

Centro de Estudios de Carreteras del CEDEX

1.-Introducción

Se recoge en esta sesión la experiencia en obras de reciclado en carreteras de baja intensidad de tráfico, en general inferior a 50 vehículos pesados/día. Se trata de carreteras de redes secundarias, regionales o locales.

Este tipo de redes tiene una gran longitud, un bajo presupuesto y pocos medios para su mejora y gestión. Sus firmes suelen ser de pequeña anchura y formados principalmente por capas granulares y riegos bituminosos, y en general se encuentran muy deteriorados. Las principales actuaciones en estas redes se refieren a rehabilitaciones y ensanches de firme y a pequeñas mejoras de trazado.

En comparación con las dos actuaciones de rehabilitación alternativas, el reciclado con cemento presenta una serie de ventajas en este tipo de vías:

a)Frente al refuerzo.
Los refuerzos se realizan generalmente sobre capas muy deterioradas y en pequeño espesor por las limitaciones presupuestarias, lo que lleva a un rápido deterioro. El reciclado con cemento:

- Es una mejor solución porque proporciona al firme una capacidad de soporte adecuada
- Homogeniza la sección transversal
- Permite corregir perfiles transversales y longitudinales de manera económica
- Evita la reducción de anchura típica de los refuerzos.

b)Frente a la reconstrucción

- El reciclado es una actuación mucho más económica que la de reconstrucción
- Permite la ejecución bajo tráfico
- No deja al descubierto la explanada durante la actuación
- Produce menos molestias por la circulación de obra
- Origina menos deterioros en la red utilizada por este tráfico
- Tiene un gran rendimiento.

c)Frente al reciclado con emulsión:

- El reciclado con cemento constituye en sí mismo una rehabilitación estructural del firme. Sin embargo el reciclado con emulsión, en la mayoría de los casos se trata de un simple tratamiento previo para rehabilitar el soporte de lo que será el refuerzo posterior.
- Se homogeniza la capacidad de soporte en el perfil transversal.
- Pueden tratarse firmes contaminados, que no podrían ser tratados directamente con emulsión.
- La apertura al tráfico es más rápida que en los tratamientos con emulsión.
- Permite realizar correcciones del perfil transversal o longitudinal

Además de las ventajas anteriores, presenta otras ambientales y de energía que ya se han señalado en sesiones anteriores:

- Economía de áridos con aprovechamiento integral de materiales envejecidos o deteriorados por el uso.
- No se producen vertidos.
- Economía de transporte.

Por otro lado presenta algunos inconvenientes:

- Hay una posible heterogeneidad del material final debida a la de los materiales presentes en el firme.
- Se necesita una longitud mínima de tratamiento para que la operación sea rentable.
- Es una operación más lenta que la de estricto refuerzo con capas bituminosas.

- La extensión de cemento, salvo que se incorpore como lechada, puede originar problemas de polvo, especialmente con viento.
- Se forman grietas de retracción en la superficie que si no se tratan adecuadamente permiten la entrada de agua que reblandece el soporte.

2.-Comunicaciones presentadas

En esta sesión se han presentado 9 comunicaciones, cuyos aspectos más relevantes son los siguientes:

1. **Experiences gained from ten years of pavement rehabilitation by in situ recycling with cement and combinations of cement/bituminous stabilising agents** por DC Collings de AA Loudon & Partners de Sudáfrica.
   - Revisa la historia del reciclado in situ en Sudáfrica, desde sus comienzos en 1991. Se cuenta ahora en Sudáfrica con más de 20 equipos de reciclado.
   - Atribuye el éxito del reciclado en su país a tres aspectos fundamentales: se cuenta con un procedimiento de dimensionamiento, se ha realizado un gran número de investigaciones que permiten entender el funcionamiento de la técnica, y se ha definido un sistema para obtener suficiente información a bajo coste que permite tomar decisiones equilibradas.
   - Resume las enseñanzas principales en las cinco recomendaciones siguientes.
   - Analizar heterogeneidad del firme a reciclar para tomar las medidas necesarias.
   - Tener en cuenta el contenido de agua del material a reciclar, que es clave para el éxito del tratamiento. Prestar atención especial en zonas agrietadas, bacheos, curva peraltadas sin arcenes pavimentados y en puntos bajos por la posible acumulación de agua.
   - Vigilar cuidadosamente la compactación, y recurrir a medidores de compactación a bordo del propio compactador para superar los inconvenientes de los medidores nucleares.
   - Controlar el procedimiento de incorporación del conglomerante para asegurar que las dotaciones son correctas.
   - Controlar adecuadamente el espesor final de la capa, ya que su relación con la capacidad estructural es exponencial.

2. **An overview of satibilisation methods and performance of local govenment roads in Australia**, por S Chakrabarti y J Kodikara de la Universidad Monash de Clayton, y L Pardo de Chadwick Geotechnical Testing Pty Ltd de Australia
   - Australia ha venido reciclando firmes desde los años 50 y se presentan aquí los resultados de una encuesta realizada entre 455 administraciones locales.
   - La proporción (%) de reconstrucción/refuerzo/estabilización mecánica/reciclado es 36/34/8/22 para firmes con capas granulares y 38/26/0/29 para firmes con capas tratadas.
   - El cemento Portland es el conglomerante más utilizado, seguido de la cal, y ya en menor proporción escoria granulada y cenizas volantes. Los cementos con adiciones (más del 5% de componentes inorgánicos) se utilizan relativamente poco. El intervalo de dotaciones para los principales conglomerantes es: 3 a 6% para el cemento Portland y 2 a 5% para la cal.
   - El 50% de los fallos que se producen en los firmes reciclados con conglomerantes se deben a agrietamientos debidos principalmente a retracciones y en menor medida a movimientos de la explanada y al tráfico.
   - Las causas que frenan un mayor desarrollo del reciclado son la falta de métodos normalizados de dosificación o dimensionamiento, la falta de medios económicos en las administraciones que facilitan un uso indebido del refuerzo, molestias a los vecinos por compactación y contaminación, necesidad de equipos especializados y la necesidad de firmes con un cierto espesor inicial.
   - Se ha comprobado que los municipios que utilizan más el reciclado son los que luego gastan menos en conservación.

3. **Experiencias en el reciclado de firmes con cemento en la red provincial de Córdoba (España)**, por A Cañadas y L Dugo de la Diputación Provincial de Córdoba
   - Presenta datos de proyecto y construcción de cinco obras de diputación, que suman un total de 58 km, con un tráfico muy bajo de vehículos pesados, inferior siempre a 50 (y en general inferior a 15) camiones/sentido/día, con tráfico fundamentalmente agrícola. El ancho de calzada original oscila entre 4 y 5,5 m y los firmes estaban compuestos por capas granulares y tratamientos superficiales y todos ellos muy deteriorados. Las obras de reciclado se ejecutaron en los años 1999 (1), 2000 (1) y 2001 (3).
   - Las soluciones de rehabilitación proyectadas consistieron en reciclados con cemento en espesor de 20-25 cm (salvo, en parte de un tramo que se recicló con cal) y tratamientos superficiales. En tres tramos se construyeron firmes inversos colocando sobre la capa reciclada de 10 a 15 cm de zahorra artificial y sobre ella un tratamiento superficial. En dos de los tramos se realizaron ensanches.
   - Los reciclados se realizaron con contenidos de cemento (tipo II B ó IV B 32,5) entre el 3 y el 4%, incorporado en forma de lechada. Los rendimientos diarios fueron del orden de 5000 m^2 /día, alcanzando los 72000 m^2 /día en un tramo. En una de las obras, en terreno montañoso el rendimiento se redujo a 2500 m^2 /día.
   - La obra más antigua (1999) ha manifestado deterioros en las zonas del ensanche debidos a que estos se realizaron sobre el mismo material existente en las bermas, sin cajeos ni aporte de zahorras. Además el espesor de capa reciclada (20 cm) ha sido insuficiente en zonas con explanada de baja capacidad de soporte, lo que se reflejó en hundimientos en algunas zonas. En otra obra realizada en el año 2000 sobre terrenos muy arcillosos aparecieron fisuras longitudinales a 1 m del borde en ambos lados de la calzada, que en otoño desaparecieron y que se achacan a retracciones de la arcilla de apoyo durante el verano.

4. **Experiencia en el tramo de la TE-V-1331, Andorra-Venta de la Pintada (Teruel, España)**, por R Hombrados de Probisa
   - Presenta datos de proyecto y construcción de una obra autonómica de nueva construcción y refuerzo de17 km, con un tráfico de 50-100 camiones/día y un firme con 30 cm de suelo-cemento y 8 cm de mezcla bituminosa, ejecutado este año 2001.
   - La capa de base se construyó in situ con un equipo de reciclado, extendiendo previamente zahorras directamente sobre una explanada con CBR > 20.
   - La incorporación del cemento II-AL-32,5, en un porcentaje del 2,5%, se hizo como lechada.
   - La obra se ejecutó sin tráfico y con un rendimiento de la recicladora de 5000 m^2 /día.
   - Se consiguieron resistencias medias de 2, 7 MPa y compactaciones del 99% de la Proctor Modificado de referencia.

5. **Reciclado con cemento de una carretera de montaña en España**, por A Medina, de la Diputación Provincial de Alicante
   - Presenta la génesis, proyecto y construcción de una obra de diputación de 6 km, de reciclado y ensanche en unas zonas y de nueva construcción en otras, en zona montañosa, con un tráfico inferior a 50 camiones /día y ejecutado en julio de 1999.
   - La solución de reciclado y nueva construcción con 20 cm de material reciclado o tratado con cemento y 6 cm de mezcla bituminosa (en una campaña posterior se colocarán otros 4/5 cm de mezcla) se adoptó frente a la de proyecto, de ensanche (con cajeos rellenos de zahorra y refuerzo con mezcla bituminosa) y nueva construcción con 40 cm de zahorra y 9 cm de mezcla bituminosa. Se decidió esta solución ante la gran diferencia del precio real de los áridos respecto a los del proyecto de 1993.
   - En la zona de reciclado y ensanche se mejoró el perfil transversal y longitudinal mediante aportación de zahorra sobre el firme antiguo hasta cota. La mayor parte de la obra se hizo con la carretera abierta al tráfico.
   - La incorporación del cemento, en un porcentaje del 3%, se hizo como lechada.

- El rendimiento de la recicladora fue de 4000/5000 m^2 /día.
- Los principales problemas se produjeron por el suministro de agua, al tratarse de una zona árida, y por el paso del tráfico durante la operación de reciclado que secaba las zonas regadas con agua y levantaba el riego de bituminoso.
- Las densidades obtenidas, medidas con equipo nuclear, presentaron una gran dispersión, aunque las resistencias superaban en caso todos los casos la resistencia mínima de 20 kg / cm^2.
- Se produjo un ahorro final del 25% sobre el capítulo de firmes del presupuesto de proyecto.
- El comportamiento dos años después es excelente.

6. **Experiencias en el reciclado in situ de firmes con cemento en carreteras regionales de Castilla y León**, Por T Ozarín de la Junta de Castilla y León, P Ruiz, de Zarzuela SA, R Cerdeño de Asfaltos Naturales Campezo, JA Gallo de Probisa Tecnología y Construcción
   - Resume las experiencias en la realización de 9 obras de reciclado, con un total de 80 km, realizadas en las carreteras autonómicas de Palencia en los años 1999 y 2000. Se trata de vías con tráficos bajos y con firmes de macadam que presentaban fuertes deterioros.
   - Los criterios de proyecto iniciales (año 99) fueron; reciclado en un ancho de 6 m, con un espesor de tratamiento de 30 cm, 3,3/3,4% de cemento tipo IV/B 32,5 y rodadura de mezcla en frío. En el año siguiente se redujeron estos parámetros a una anchura de 5 m, un espesor de 25 cm, dotación de cemento del 3% (excepto en un caso que hubo que ir al 5%) y rodadura de mezla en caliente; en estas obras se recrecieron las bermas. En este segundo año se utilizó para el riego de curado una emulsión termoadherente para evitar su levantamiento por el tráfico que circulaba por la obra, que tuvo un buen comportamiento.
   - En todos los casos se cortó la carretera al tráfico, se utilizó una recicladora pura y el cemento se incorporó vía lechada. Se consiguieron densidades superiores al 100% del Proctor Modificado.
   - Los rendimientos medios se encontraban entre 5000 y 65000 m^2 /día y la obra resultaba más económica que otro tipo de actuaciones.
   - Se resalta la importancia de controlar la humedad del material que se está reciclando, y modificar convenientemente los contenidos de cemento en función de sus características. Debe cuidarse la anchura del tratamiento para no reciclar las bermas, generalmente con material no adecuado.

7. **Experiencias en el reciclado con cemento de vías de baja intensidad de tráfico en Jaén (España)**, por AM Pérez de la Torre, de la Diputación Provincial de Jaén
   - Presenta datos de proyecto, construcción y comportamiento de tres obras de diputación de 9,1; 5,2; y 6,4 km respectivamente realizadas en los años 1999 y 2000. Son vías de bajo tráfico, fundamentalmente agrícola, con firmes muy deteriorados en las que se reciclaron con cemento 20 cm de firme en un ancho de 4,5 – 5 m, y se colocaron rodaduras de doble tratamiento superficial (dos casos) o mezcla bituminosa en frío. En una de las obras se realizó una corrección granulométrica de las franjas exteriores (correspondientes a antiguos ensanches contaminados) mediante aportación de zahorras.
   - En dos de los casos la aportación de cemento fue en forma de lechada y en uno por vía seca mediante dosificador de cemento.
   - Los porcentajes de cemento tipo II fueron de 2,5% en dos casos y de 3,5% en uno.
   - Han aparecido grietas longitudinales generalmente a lo largo del eje, que se achacan a la explanada arcillosa. Se ha procedido a su sellado.

8. **Experiencias en dos carreteras locales de Castilla y León (España)**, por J Santos de Ecoasfalt SA
   - Presenta el proyecto y construcción de la rehabilitación de dos obras autonómicas en Segovia, con un tráfico inferior a 50 camiones /día, ejecutadas entre agosto del 2000 y febrero del 2001.

- El reciclado se llevó a cabo sobre aquellas zonas que presentaban deflexiones superiores a 200 1/100 mm. En total se reciclaron unos 24 km.
- Se reciclaron los 25 cm superiores del firme, de los que 7 cm son de mezcla bituminosa y 18 cm de macadam. Sobre el material reciclado se colocaron 5 cm de mezcla en frío con emulsión modificada y sellada con lechada.
- En parte de la zona reciclada se corrigieron peraltes añadiendo zahorra sobre la zona reciclada. En otra zona se aportó arena para corregir la granulometría y reducir la plasticidad.
- La comunicación trata detalladamente la realización de los solapes parra evitar sobre dosificaciones de cemento. También expone detenidamente la organización del control de calidad sobre el material reciclado.
- El rendimiento medio fue de 4.000 m^2 /día, a pesar de haberse realizado la obra en una época lluviosa.

9. **El reciclado con cemento en las vías de baja intensidad de trafico. Aplicación a la red de carreteras de la Junta de Castilla y León**, por LA Solís Villa, Junta de Castilla y León, J Díaz Minguela, IECA

- Se expone la experiencia en reciclado de firmes en esta Comunidad Autónoma desde 1994, con unos 32 tramos realizados y 350 km. Las razones fundamentales para su utilización son las técnicas (buena capacidad de soporte y homogénea), económicas (coste de la solución), y las ambientales (ahorro de áridos y de vertidos).
- Los firmes construidos para tráficos inferiores a 100 camiones por carril y día tienen espesores de capa de reciclado entre 20 y 25 cm y rodaduras de mezcla bituminosa entre 5 y 12 cm. Se está redactando una recomendación que contiene un catálogo que define las secciones de firme reciclado con cemento y las características a exigir a estos materiales.
- Se presenta un resumen de los aspectos que se consideran fundamentales para una buena ejecución de los reciclados con cemento, entre los que se incluyen los siguientes:
- Estudios detallados al comienzo de las obras, cuidado en los solapes de las bandas de extendido para no sobredosificar, evitar las márgenes de la carretera, cuidar que la ejecución se realice dentro del tiempo de trabajabilidad del material, control del espesor reciclado y de la humedad, evitar segregaciones en el manejo de la motoniveladora y realización de riegos de curado y adherencia cuidados.

3.-Conclusiones sobre la aplicación en vías de bajo tráfico

Del contenido de las comunicaciones cabe concluir lo siguiente:

Respecto a las razones para emplear el reciclado con cemento

El reciclado con cemento se lleva a cabo sobre firmes muy deteriorados, formados fundamentalmente por capas granulares y tratamiento superficiales o mezclas bituminosas en pequeño espesor, que necesitan una reconstrucción o un refuerzo importante. Es necesario disponer de suficiente longitud de tramo para que la operación sea rentable.

La razón principal para el reciclado es que es una solución más económica que las otras alternativas. Se han mencionado razones que inciden en lo anterior como que no existan áridos en las proximidades, lejanía de plantas de fabricación o restricciones medioambientales a los vertidos propios de la reconstrucción. Pero incluso cuando no se dan estas circunstancias la actuación suele presentar economías.

Se han puesto ejemplos que demuestran la versatilidad de la técnica en cuanto a realización de trabajos bajo tráfico, posibilidad de simultanear las tareas de reciclado con la construcción in situ de nuevas capas en variantes, realización de ensanches, corrección de perfiles, etc. Los elevados rendimientos conseguidos (5000 m^2 /día) al reciclarse fundamentalmente capas granulares, sin cohesión, minimizan además las molestias al tráfico.

Respecto al dimensionamiento del reciclado con cemento

Ante la ausencia de normativa específica, el proyecto se realiza en función de la experiencia de otras redes o recurriendo a las publicaciones disponibles. Los espesores utilizados se encuentran para estas vías con menos de 50 camiones/día/sentido entre los 20 y los 25 cm, alcanzando los 30 cm en los tráficos más elevados. El dimensionamiento se realiza en función del tráfico y de las características de los suelos del soporte, pero pocos casos se ha referido la utilización de medidas de deflexiones para caracterizar el firme antiguo y proyectar el reciclado. Es significativa la experiencia de Sudáfrica que señala la existencia de métodos de dimensionamiento como una de las causas del éxito de la técnica y como contrapunto están las experiencias australiana y española que apuntan como uno de los aspectos más negativos el que no se cuenta con normativa oficial. Se ha indicado por otro lado que la Junta de Castilla y León va a publicar en breve un documento sobre dimensionamiento de firmes reciclados.

Las rodaduras son usualmente tratamientos superficiales o mezclas bituminosas en espesores reducidos, generalmente de 5 ó 6 cm. Se ha puesto ejemplos de utilización de mezclas en frío.

Una de las comunicaciones ha referido la utilización de firmes inversos, en los que sobre la capa reciclada se coloca una capa granular de 10-15 cm, aunque estas obras son de ejecución relativamente reciente como para sacar conclusiones.

Los contenidos de cemento se encuentran generalmente 2,5% y 3,5% (inferiores a los que se emplean en el reciclado de firmes formados fundamentalmente por mezclas bituminosas), buscando resistencias del orden 2,0-2,5 MPa, y no muy superiores. Los contenidos de agua de compactación son del 4 al 8%. Las densidades Proctor Modificado de referencia suelen encontrarse entre 2,1 y 2,25 t/m^3 .

Respecto a la ejecución del reciclado

En estas vías se utilizan preferentemente recicladoras puras, y en España con aportación de cemento en forma de lechada en la mayoría de las aplicaciones. El equipo más usual está formado por una recicladora, una dosificadora de lechada o dosificador de cemento, dos rodillos pesados, uno de compactación y otro de cierre (suele ser mixto) camión silo de cemento y tanque de agua de reserva, una motoniveladora y equipo para el riego de curado (cisterna y camión engravillador).

Se han dado numerosas recomendaciones sobre la ejecución, que siguen las líneas de buena práctica usual en este tipo de obras, y que pueden resumirse en :

- Debe analizarse detalladamente el firme a reciclar analizando las heterogeneidades, para tenerlas en cuenta en el proceso.
- Debe cuidarse la anchura del tratamiento para no reciclar las bermas, generalmente con material no adecuado. Se ha dado cuenta en algunas comunicaciones las experiencias negativas cuando se ha tratado de utilizar este material.
- Se debe tener muy en cuenta el contenido de agua del material a reciclar, generalmente variable, que es clave para el éxito del tratamiento. Hay que prestar especial atención a los puntos de acumulación de agua, como puntos bajos en perfil longitudinal o transversal (curvas) y zonas bacheadas o agrietadas. Si presenta más agua de la necesaria debe orearse, bien con la propia recicladora o con otros medios.
- Hay que controlar cuidadosamente el procedimiento de incorporación del conglomerante para asegurar que las dotaciones son correctas. La dosificación debe variarse en función de las características del material que se está reciclando.
- Hay que controlar adecuadamente el espesor final de la capa, ya que su relación con la capacidad estructural es exponencial.
- Se debe cuidar especialmente los solapes de las bandas de extendido para no sobredosificar estas zonas.
- Hay que ejecutar la compactación dentro del tiempo de trabajabilidad del material.
- Se deben evitar segregaciones en el manejo de la motoniveladora, y utilizarla para refino pero no para el perfilado .

- Hay que vigilar cuidadosamente la compactación,a unque estos materiales no son difíciles de compactar y se consigue el 100% de la densidad Proctor Modificado de referencia sin problemas. Dadas las dificultades del control de la densidad con equipos nucleares, especialmente si hay una capa bituminosa en el material reciclado, desde Sudáfrica se recomienda recurrir a medidores de compactación a bordo del propio compactador.
- Hay que realizar riegos de curado y adherencia cuidados. En caso de que la obra se haga bajo tráfico hay que colocar riegos de protección con gravilla. Se ha expuesto una experiencia de utilización de riegos de adherencia con emulsiones termo-adherentes para evitar que se peguen a los neumáticos.

Respecto al comportamiento

Ha habido poca información sobre el comportamiento de estos firmes a lo largo del tiempo, ya que muchas de las obras realizadas son de reciente ejecución. En Australia se señala que el principal problema de estos firmes son las grietas de retracción, aunque en las obras realizadas en España, no se ha señalado este problema. Si hay que llamar la atención sobre los agrietamientos longitudinales señalados cuando el soporte del reciclado con cemento sobre arcillas muy plásticas, expuestos en dos comunicaciones.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

EXPERIENCIAS EN EL RECICLADO DE FIRMES CON CEMENTO EN LA RED PROVINCIAL DE CÓRDOBA (ESPAÑA)

EXPERIENCES ON PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT IN THE PROVINCIAL ROAD NETWORK OF CÓRDOBA (SPAIN)

Andrés Cañadas Rivera
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Diputación Provincial de Córdoba.
Servicio de Carreteras.-Demarcación Centro
Avda. Mediterráneo s/n
14.010 CÓRDOBA. (ESPAÑA)
carreteras@eprinsa.es

Luis Dugo Liébana
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Diputación Provincial de Córdoba.
Servicio de Carreteras.-Demarcación Sur
Calle José Morillo Beato, nº 30
14.900 LUCENA. (CÓRDOBA-ESPAÑA)
lduglie@ciccp.es

RESUMEN

La Diputación Provincial de Córdoba (España), cuenta con una red de algo menos de 2500 Km. de carreteras. Uno de los principales problemas que nos encontramos en la Red Provincial es la contaminación de los firmes por las arcillas de las capas inferiores. Dichas contaminaciones acarrean problemas típicos de ondulaciones, blandones, baches, y en general, grandes irregularidades en los perfiles longitudinales y transversales de las carreteras. Se han buscado soluciones innovadoras a los problemas de la Red habiéndose aplicado en la actualidad la técnica del reciclado con cemento en varias obras.

Como denominador común podríamos decir que todas estas obras pertenecen a vías de baja intensidad, con un tráfico pesado localizado en determinadas épocas del año, coincidente con la recogida de las cosechas del campo, con una anchura media de 4,5 m., y bajo un clima semi-árido, en el que los ciclos de humedad-sequedad, calor-frío son importantes.

Todas la obras, salvo la correspondiente a la CP-26, se encuentran situadas en la zona denominada Campiña Cordobesa caracterizada principalmente por la presencia de arcillas expansivas. La obra de Reparación de la CP-26 " de los Villares" se encuentra situada en la zona sur de Córdoba, ya dentro del Parque Natural de la Sierra Subbética.

ABSTRACT

About 2500 Km. of roads are managed by the Provincial Council of Córdoba. One of the most important problems we can find in the provincial road network is the contamination of pavement by clays from the lower layers. Those contaminations produce shoving in surfaces, ruts, potholes and big unevenness in both, longitudinal and cross sections. Innovative solutions to the network problems has been found and, at this moment, the pavement recycling using cement method has been used in several works.

All these works have been executed in low volume traffic roads, where the heavy traffic is concentrated in some periods of the year, mainly in the harvest period, with an average width of 4-5 meters and in a semi-arid climate, distinguished by great cycles of humidity-dryness and cold-hot.

All the works, except the CP-26 one, are situated in the area called "Campiña Cordobesa" , characterized by the presence of expansive clays. The works of Repairing of CP-26, "de los Villares", is located in the southern part of Córdoba, inside the Natural Park of "Sierra Subbética".

PALABRAS CLAVE

Reciclado, cemento, arcillas, vías de baja intensidad de tráfico.

KEY WORDS

Recycling, cement, clays, low volume roads.

1. INTRODUCCIÓN

A continuación se presenta la experiencia obtenida en la ejecución de obras de reparación mediante reciclado con cemento en la red provincial de carreteras de Córdoba. Inicialmente se realiza una presentación de la situación geográfica de esta provincia, así como su caracterización climatológica y geológica, factores determinantes y a tener en cuenta a la hora de proyectar, ejecutar e incluso analizar los resultados y el comportamiento de estas obras.

Se presentan 5 obras, 4 de ellas (CP-149, CP-146 –1ª y 3ª Fase- y la CP-158) situadas en la Campiña de Córdoba y la otra, CP-26, situada en la sierra de la Subbética. De todas ellas se realiza un análisis del estado previo en el que se encontraban, una exposición de los condicionantes y razones que llevaron a la solución proyectada, indicaciones del proceso constructivo llevado a cabo, así como de los costes y resultados de producción obtenidos. En dos de ellas, CP-26 y CP-146 (1ª Fase), se analiza el comportamiento que han tenido estas carreteras, transcurrido más de 1 año de su ejecución, lo cuál ayuda a plantearse, en virtud de los resultados obtenidos, si la técnica, la sección proyectada y el método constructivo han sido los adecuados para conseguir los resultados esperados. Es mediante esta valoración y auto análisis con la que se consigue mejorar y corregir los errores que una falta de experiencia nos hace cometer.

2. SITUACIÓN GEOGRÁFICA

Córdoba es una provincia de España, perteneciente a la región de Andalucía, situada al sur de la Península Ibérica (fig. 1). Enmarcada entre los paralelos 38 40 y 37 10 N. y los meridianos 3 50 y 5 35 W., se extiende por el norte hasta Sierra Morena y por el sur hasta las sierras del Sistema Subbético. En su parte central, donde se sitúa la campiña, es cruzada de E. A W. por el río Guadalquivir.
Las carreteras sobre las que se desarrolla esta ponencia se sitúan en dos zonas bien diferenciadas de la provincia, la campiña y la sierra de la Subbética, como se puede apreciar en la fig. 2

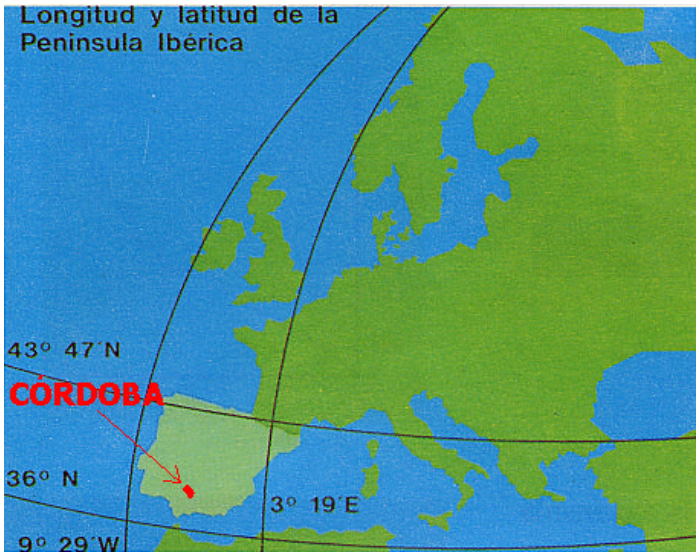


Figura 1: Situación de la Provincia



Figura 2: Ubicación de las carreteras

3. CLIMATOLOGÍA

El clima de la provincia de Córdoba , con las lógicas diferencias impuestas, principalmente por la mayor o menor cercanía al mar, entra de lleno en esa amplia área de la Península Ibérica que unas veces disfruta y otras padece de un clima de tipo mediterráneo, con sus inviernos templados-fríos e irregularmente lluviosos y sus veranos calurosos y secos. No obstante, si bien esta definición es válida para el conjunto de la provincia, la distinta configuración del relieve va a dar lugar a diversos subtipos climáticos a escala comarcal. De un lado el sector cordobés de Sierra Morena, al norte, y de las serranías Subbéticas, al sur, traducen un clima relativamente más continentalizado, de contrastes más marcados; de otro, la amplia franja central ocupada por el Valle del Guadalquivir y la Campiña, en la que la mayor apertura a las masas de aire de tipo oceánico va a suavizar, en cierto modo, los contrastes termo-pluviométricos interanuales.

Centrándonos sobre las zonas en las que se ha realizado las obras de reciclado, la campiña y la sierra de la Subbética, tenemos que las temperaturas van en aumento escalonado desde el núcleo septentrional hasta la zona de la campiña donde se alcanzan los valores más altos. Las máximas en los meses de enero y julio presentan una media de 15 y 37 ºC respectivamente, las mínimas bajan a medias de 5 y 9 ºC. A partir de la campiña el descenso hasta la sierra de la Subbética se hace de forma gradual, existiendo una diferencia de 3 a 5 ºC.

De modo general las precipitaciones presentan su máximo durante el otoño y el invierno, mientras que la primavera refleja ya un apreciable descenso en la cuantía de las lluvias. El verano marca un déficit pluviométrico. La cuantía de agua que se recoge en la provincia oscila entre los 400 y los 900 litros por metro cuadrado. En la campiña, la ausencia de obstáculos importantes determina que las masas de aire del Suroeste (con aporte lluvioso) se vayan desnaturalizándose, por lo que las precipitaciones son inferiores a 600 l. En el extremo sur, debido a las sierras, se produce un incremento pluviométrico, encontrándonos una media cercana a los 900 l. e incluso zonas puntuales que superan los 1000 l/m2 anuales (fig.3)

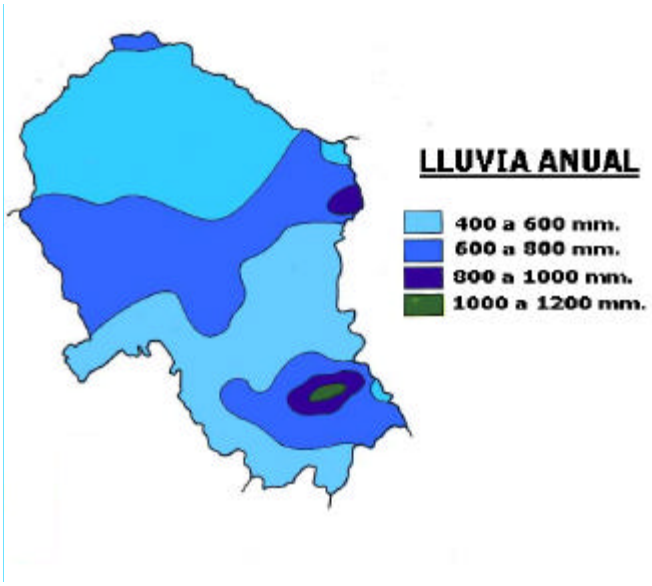


Figura 3: Pluviometría de la provincia de Córdoba

4. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

En la provincia de Córdoba existen tres áreas edáficas netamente diferencias entre sí que se ubican respectivamente en Sierra Morena, Depresión del Guadalquivir-Campiña y zona Subbética.

Los suelos de la Depresión del Guadalquivir, a diferencia de los de Sierra Morena y los de la zona subbética, tienen de particular el haberse formado sobre sedimentos terciarios y cuaternarios, fundamentalmente margas y arcillas.

Los más representativos de la Campiña y los que ocupan mayor extensión son los suelos *margosos béticos*. Como su propia denominación indica son suelos que se han formado a expensas de las margas miocenas, y el hecho de que entre las arcillas que las componen predominen la illita y la montmorillonita es el responsable de su carácter vértico litomorfo, circunstancia que igualmente se ve favorecida por las condiciones climáticas y topográficas. Son suelos profundos en los que durante la estación seca aparecen grietas de retracción. Predomina en ellos la textura arcillosa o limo-arcillosa. Son alcalinos y su contenido en materia orgánica es inferior al 2%.

El área subbética está constituida por un mosaico heterogéneo de suelos donde la continuidad de los afloramientos se ve truncada por efecto del relieve. La zona donde se encuentra la cp-26 (carretera en estudio) presenta un predominio de litosuelos[1], protorrendsinas[2] y tierras pardas sobre calizas. Los litosuelos y protorrendsinas aparecen sobre las calizas masivas de los macizos de la zona, afloramientos calizos liásicos y jurásicos. Presentan un ínfimo desarrollo sobre la roca madre, al tiempo que pronunciadas pendientes por lo que no constituyen suelos en sentido agrícola.

5. CP-149 “DE CASTRO DEL RÍO A CAÑETE DE LAS TORRES”

5.1. Introducción

Se trata de una carretera de la red provincial de Córdoba, perteneciente a la Diputación de esta ciudad, situada en la campiña, la cual une los dos pueblos que se indican en su denominación. Tiene una longitud de 24,29 km. La reparación realizada se ha ejecutado entre el p.k. 11+800 y el p.k. 21+315. Se trata de una carretera de baja intensidad de tráfico; en el tramo en cuestión se ha realizado un aforo en octubre de 2000 mediante una estación de cobertura que junto con una de control primaria afín, situada en el p.k. 7+000 de esta carretera, se ha estimado una IMD de 138 con un 49% de pesados. Carretera de claro carácter agrícola, cuya funcionalidad principal es el acceso a la producción agrícola de la zona (olivar). Esto nos da una idea del tipo de tráfico que circula por dicha carretera, de baja velocidad y en torno a las 8 Tn. por eje.

La orografía por la que discurre esta carretera es ligeramente ondulada, presentando un trazado suave en planta y con escasas pendientes en alzado.

[1] Suelos azonales, muy pocos evolucionados. Carecen de humus y tienen muy poca potencia. Se forman sobre rocas compactas a las que están estrechamente ligados

[2] Suelo de tipo intrazonal formado sobre rocas calcáreas, es de tipo margoso, los horizontes están poco marcados y son de poca potencia

5.2. Estado previo

La CP-149 discurre por suelos de naturaleza margosa y edad miocena. Como anteriormente se ha citado la longitud sobre la que se ha actuado es de 9515 m., en los cuales, la anchura de plataforma existente era de 5 m. El estado del mismo, como se puede observar en la fotografía adjunta, era deficiente. Presentaba perdida de la capa de rodadura en un porcentaje muy alto del tramo, ondulaciones varias debido a la escasa capacidad portante del firme existente e incluso zonas blandoneadas donde habían aflorado las margas del cimiento.

El firme presente resultaba heterogéneo a lo largo del tramo en cuanto a las potencias de las distintas capas que lo formaban. Existía un capa de rodadura formada por riego asfáltico con gravilla, la cual había desaparecido en muchos casos. Se continuaba con una capa de zahorra artificial que podía pasar de 5 a 30 cm. de espesor. Frecuentemente esta zahorra se encontraba mezclada con zahorra natural, con el macadam existente por debajo de ésta, e incluso, en algunos puntos, contaminada con las margas del cimiento. Para intentar llegar a una definición del firme existente se hicieron 6 catas a lo largo de la traza, arrojando los siguientes resultados:

Tabla 1: Ensayos de reconocimiento del firme en la CP-149

Muestras	**Tipo de Suelo**	**Límites de Atterberg**			**Clasificación ASTM**		**Densidad máx. (Tn/m^3)**	**Eq. de arena %**	**Proctor modificado**	
		L.L.	**L.P.**	**I.P**					**C.B.R. 95 %**	**C.B.R. 100%**
p.k. 12+000 m.i.	Grava limo-arenosa color marrón	20	14.6	5.4	GM	CL-ML	2,29	27,2	14,82	28,46
p.k. 13+500 m.d.	Grava limo-arcillosa color marrón	30,9	12,5	18,4	GC	CL	2,09	15,0	11,31	14,00
p.k. 15+000 m.i.	Grava limo-arcillosa color marrón	37,3	15	22,3	GC	CL	2,10	17,1	10,76	14,62
p.k. 16+800 eje	Grava limo-arenosa color marrón	NP	NP	NP	GM	-	2,28	29,6	15,07	33,10
p.k. 18+200 m.d.	Grava limo-arenosa color marrón	21,9	15,5	6,4	GM	CL-ML	2,24	25,5	11,58	23,96
p.k. 20+800 m.d.	Grava limo-arenosa color marrón	29,4	12,3	17,1	GM	CL	2,17	13,7	8,01	11,65

El cimiento de la carretera estaba formado por el terreno natural, margas béticas, las cuáles debido a los procesos de humedad-sequedad producían variaciones de volumen, lo que generaba movimientos verticales. Éstos inducían a la rotura del firme así como a un proceso de mezcla vertical del terreno. Las capas superiores se introducían, en el estío, en las grandes grietas que se formaban en las margas del cimiento, cerrándose en la época de lluvias. Se podría decir que existe un *"proceso digestivo de las margas sobre las zahorras del firme"*.

La existencia de formas onduladas y suaves en la orografía de la zona hace que no existan vertederos. Factor importantísimo a la hora de buscar la solución a los problemas anteriormente mencionados.

5.3. Solución Proyectada

- *Condicionantes y factores determinantes*

Se puede resumir que el problema fundamental es la falta de un cimiento adecuado. Una solución integral nos hubiera llevado a levantar toda la carretera y generarla nueva desde el cimiento. Hubiésemos necesitado un gran vertedero inexistente, así como una inversión 5 veces superior, la cuál era inviable según el tipo de carretera y funcionalidad de la misma.

Los factores anteriormente citados nos llevó a determinar la necesidad de realizar un aprovechamiento del firme existente. Un aprovechamiento y mejora en el que se consiguiesen las siguientes características:

- ✓ Aumento de la sección transversal a 6 m.
- ✓ Aislamiento de los problemas del cimiento
- ✓ Aumento de la capacidad portante del firme

- *Sección tipo*

Analizando los factores anteriormente mencionados se decidió convertir la base actual del firme en subbase. Dicha subbase debía ser tratada para:

- ✓ Disminuir, lo máximo posible, la transmisión de cargas al inestable cimiento
- ✓ Aislar al cimiento de las variaciones de humedad
- ✓ Resistir, sin transmitir, los movimientos del cimiento

Las necesidades anteriormente mencionadas podían ser cubiertas por una subbase semirrígida, por lo que se optó por un reciclado con cemento del firme existente. La profundidad de reciclado se marcó en 20 cm., con la cual se aseguraba la mínima contaminación del firme por las margas existentes, evitando que el límite plástico de la mezcla fuese inadecuado para el reciclado con cemento.

Se decidió crear un ***firme inverso*** (Base flexible + Subbase semirrígida) para disipar las tensiones producidas por la retracción de la subbase tratada con cemento e incluso por la posible fractura de la misma debido a los movimientos del cimiento.

Puesto que la sección transversal original aprovechable era de 5 m. y se pretendía alcanzar los 6 m., se proyectó la realización de dos cajeos laterales de 0,75 m. eliminando el terreno natural existente.

5.4. Ejecución de la Obra

Decidida la sección tipo a ejecutar, sólo quedaba definir el porcentaje de cemento en el reciclado y el procedimiento constructivo de dicha sección. Se realizaron ensayos con distintas dosificaciones de cemento tipo IV B/ 32,5 y con la humedad óptima próctor (5,51 %), arrojando el siguiente resultado:

Tabla 2

Cemento	4 %	5 %	6 %
Densidad (Tn/m^3)	2.212	2.234	2.240
Resistencia a Compresión a 7 días(MPa.)	2.49	2.81	3.07

Puesto que la capa a reciclar iba a formar parte de la subbase y posiblemente sufriese movimientos verticales debido al cimiento, se decidió reciclar al 4 % de cemento, con el cual se obtenían unas resistencias aceptables sin que la capa presentase una rigidez excesiva.

El procedimiento constructivo para la obtención de la sección tipo se indica en la fig. 5 adjunta. Constaba de las siguientes fases:

I. Realización de cajeos laterales, escarificado y extendido a toda la sección

II. Reciclado de la nueva sección en 20 cm.
III. Extensión de 15 cm. de ZA. y tratamiento superficial

SECCIÓN TIPO Y PROCESO CONSTRUCTIVO

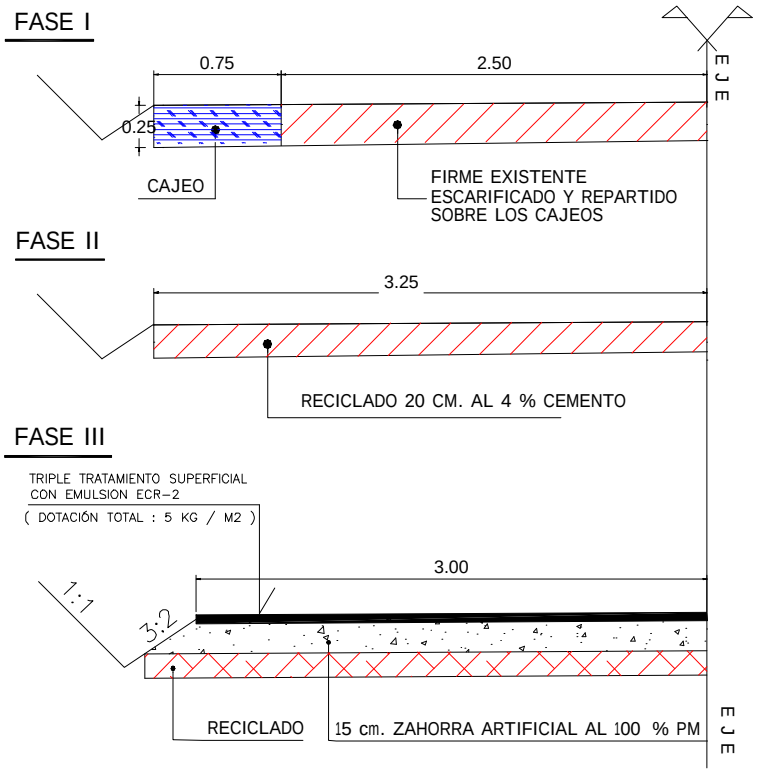


Figura 4: Sección tipo y proceso constructivo

Es de recibo pensar en la opción de un aporte de ZA. en los cajeos; tal alternativa se estudió, pero fue desestimada porque se consideró que tal aportación generaría una subbase no homogénea en toda la sección transversal, existiendo dos franjas laterales de distintas características técnicas (mayor densidad, mayor resistencia a compresión, etc.) lo que podía provocar asientos diferenciales o incluso la rotura de dicha capa por la junta longitudinal. De igual forma significaba un aumento del 7,87 % de la inversión inicial.

La maquinaria utilizada ha sido una recicladora Wirtgen 2500, junto con la dosificadora WM. 400 así como una cuba de riego y un compactador liso. La ejecución se llevó a cabo en el mes de febrero de 2001, consiguiéndose unos rendimiento medios de 5190 m2 día, es decir cerca del kilómetro diario. Rendimiento alto teniendo en cuenta la fecha de ejecución, época de recolección de la aceituna de la zona, y el proceso constructivo seguido. Todo ello hizo que en 11 días se hubiese reciclado todo el tramo de 9515 m.

El coste del reciclado para esta administración ascendió a 424 ptas./m^2. Este precio en ejecución material se aplicaba a un reciclado del firme en una profundidad de 0,2 m. con una aportación del 4%, incluyendo el levantado del firme, triturado del mismo, mezclado con el cemento, extendido de la mezcla, regado y compactado.

El resultado final de este reciclado, según los ensayos realizados, fue:

- ✓ Disminución del IP en un 50%
- ✓ Aumento de la densidad media en un 10 %
- ✓ Desaparición del % de Hinchamiento
- ✓ Aumento del índice C.B.R: al 95% P.M. del 10-15 al 120-150
  Al 100% P.M. del 15-30 al 150-200

Tras la finalización, el resultado se puede ver en las fotografía adjuntas.



Fotografía 1: Antes de la reparación



Fotografía 2: Después de la reparación

6. CP-26 "DE LOS VILLARES"

6.1. Introducción

Carretera de la red provincial de Córdoba, de 7960 m de longitud, situada en la sierra de la Subbética, la cual une la CO-220 "Rute-Carcabuey" y la A-340 "Carcabuey-Priego". Su principal función es la conexión de la aldea de los Villares con su cabecera, Priego de Córdoba. Carretera de baja intensidad de tráfico que tras su reparación en julio de 1.999 comenzó a recibir un aumento del tráfico ligero cuyo itinerario era Rute-Priego. Se realizó un aforo en febrero de 2000, mediante una estación de cobertura, que junto con una de control primaria afín se ha estimado una IMD de 200 con un 7% de pesados.

Cruza de norte a sur la sierra de la Subbética, presentando un trazado altamente sinuoso en planta y con sucesivas pendientes importantes en alzado.

6.2. Estado previo

La CP-26 discurre por litosuelos y protorrendsinas de escasa potencia, sobre afloramientos calizos liásicos y jurásicos. La carretera se encontraba en firme ordinario, formado por arcillas limosas con piedras de diversos tamaños, en las que entraban tanto las zahorras, macadam, como disgregados de caliza. La plataforma existente era de 4 m. El estado del

firme era deficiente presentando principalmente ondulaciones varias debido al agotamiento y escasa capacidad portante del mismo.

El cimiento de la carretera estaba formado por la roca caliza de la zona, sin embargo, la heterogeneidad en cuanto a cota y nivelación de éste, hacía que en diversos puntos existiese una capa de espesor variable entre 0,5 y 1 m. formada por arcillas limosas. Esta carretera se encuentra dentro del parque natural de la Subbética por lo que el movimiento de tierras estaba limitado por razones medioambientales. Dicha razón junto con la existencia de una plataforma estrecha de 4 m. condicionaban la búsqueda de una solución a la reparación de esta vía de baja intensidad.

6.3. Solución Proyectada

- *Condicionantes y factores determinantes*

Se puede resumir que el problema fundamental es la falta de un firme adecuado, y con la suficiente capacidad portante, al tráfico que soportaba.

La imposibilidad de aumentar la capa de firme mediante la aportación de una zahorra artificial debido a la pérdida de sección transversal nos llevó a determinar la necesidad de realizar un aprovechamiento del "firme" existente. Un aprovechamiento y mejora en el que se consiguiesen las siguientes características:

- ✓ Aumento de la sección transversal a 5 m.
- ✓ Aumento de la capacidad portante del firme

- *Sección tipo*

Analizando los factores anteriormente mencionados se decidió reciclar la base actual del firme mediante un conglomerante hidráulico.

Las necesidades anteriormente mencionadas podían ser cubiertas por una base semirrígida, por lo que se optó por un reciclado con cemento del firme existente. La profundidad de reciclado se marcó en 20 cm., con la cual se aseguraba la mínima contaminación del firme por las posibles arcillas limosas existentes, evitando que el límite plástico de la mezcla fuese inadecuado para el reciclado con cemento.

Se decidió crear un ***firme tratado con cemento*** de 5 m. de sección transversal. Este aumento de sección se conseguía mediante el aprovechamiento de unas bermas laterales de 0.5 m. aproximadamente. Este firme se cubría mediante un triple tratamiento superficial, según se indica en la figura adjunta.

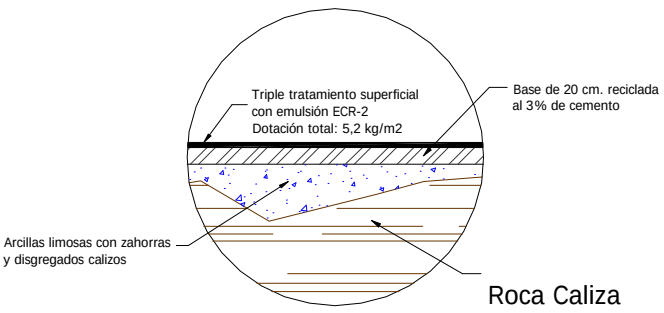


Figura 5: Detalle del firme

6.4. Ejecución de la Obra

Se decidió ejecutar el reciclado mediante un 3 % de cemento, evitando de esta forma la existencia de una capa delgada de firme con una rigidez excesiva. Los ensayos, realizados sobre un suelo tratado con el 3% de cemento arrojaron los siguientes resultados:

Tabla 3

Límites de Atterberg			Densidad P:M: (Tn/m^3)	Rotura a 3 días		Rotura a 7 días	
LL.	LP.	IP.		Carga de Rotura (N)	Tensión de Rotura (MPa.)	Carga de Rotura (N)	Tensión de Rotura (MPa.)
34,3	24,8	9,5	2,02				
Probeta nº. 1				10.700	0,59		
Probeta nº. 2				10.000	0,55		
Probeta nº. 3						18.500	1,02
Probeta nº. 4						19.200	1,06

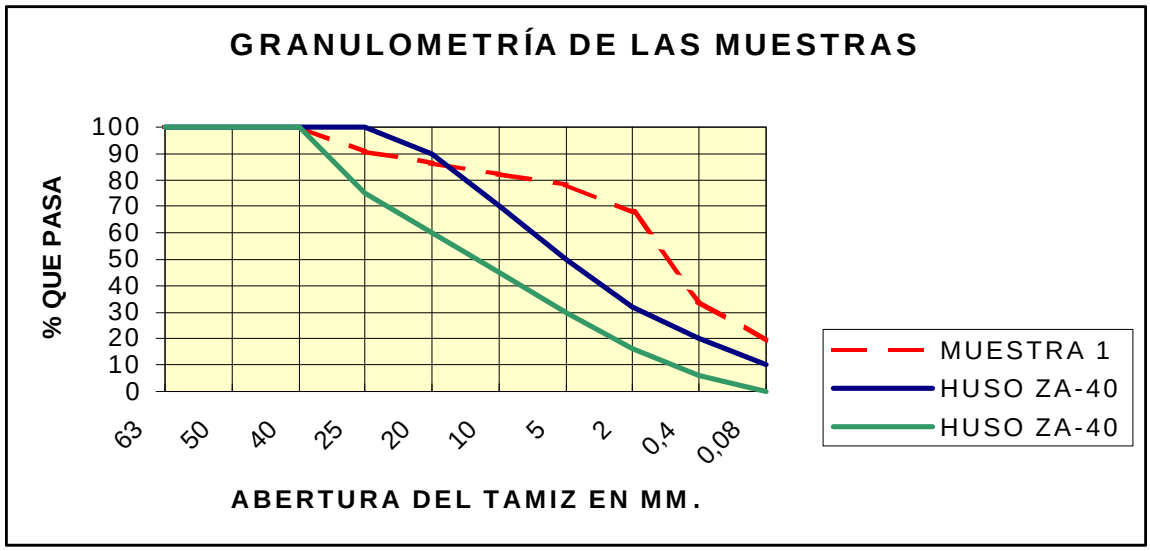


Gráfico 1: Granulometría del firme existente

En el gráfico adjunto se ha dibujado la curva granulométrica de la muestra ensayada, además de las curvas inferior y superior que constituyen el huso para zahorras artificiales a emplear en capas de base de carreteras según el actual Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de Carreteras y Puentes (P.G.3).

El reciclado in situ se llevo a cabo en el mes de mayo, mediante la misma maquinaria utilizada que en la reparación de la CP-149. Se realizaron dos pasadas de 2,5 m. cada una. La falta de presupuesto hizo que no se pudiesen realizar cajeos en las márgenes, ni aportación de cordones de zahorra artificial. Sobre la capa reciclada se realizó, directamente, el triple tratamiento superficial.

Debido al trazado sinuoso y a la estrechez de la plataforma, los rendimientos en esta obra fueron menores, alcanzándose una media de 500 ml./día, es decir, 2500 m^2 /día. A pesar de la época en que se realizó el reciclado, mayo, la ubicación de la carretera por la sierra de la

Subbética, zonas de umbría, hizo que el curado se realizase mediante un riego de agua continuo de la capa tratada.

6.5 Comportamiento de la carretera en servicio

Esta obra fue de las pioneras en reciclado realizadas en Córdoba. Esta falta de experiencia provocó que el método de ejecución y sección proyectada no fuesen las más idóneas para la funcionalidad de esta carretera. El análisis del estado actual debe servir para rectificar los errores cometidos y conseguir aprender de los mismos.

Actualmente, pasados 2 años de la reparación, la carretera presenta problemas localizados y puntuales. En determinadas zonas, y siempre en las márgenes de la carretera, han aparecido ciertos blandones y asientos localizados. La falta de un cajeo para eliminar la franja de terreno que en origen no formaba parte del firme, o en su defecto, la falta de cordones de zahorra artificial de aportación, pueden ser las causas de estos problemas. Se estaba reciclando un material que no correspondía con las características del que se había analizado perteneciente al firme. Este material presentaba un contenido excesivo de arcillas limosas y su IP era muy superior al de las muestras tomadas del firme, lo que ha provocado que su reciclado con cemento no fuese el tratamiento idóneo. Igualmente se han producido de forma puntual y a la largo de la calzada, asientos localizados debido a la escasa capacidad portante del firme existente. La falta de homogeneidad del cimiento, presentando diferentes potencias de la capa de litosuelos sobre la roca caliza, ha provocado que en aquellos puntos donde el paquete de firme reciclado se apoyaba sobre dicha roca, el funcionamiento haya sido perfecto, y en aquellos otros donde la profundidad era mayor, ha resultado insuficiente, transmitiendo elevadas cargas al cimiento inadecuado, produciéndose un rotura de la delgada base semirrígida.

7. REPARACIÓN DE LA CARRETERA PROVINCIAL CP-146, “DE CÓRDOBA A BUJALANCE”. 1ª FASE.

7.1. Introducción.

La carretera provincial CP-146 “De Córdoba a Bujalance” tiene su inicio en el Cortijo de Doña Sol, a 8 km. de Córdoba, y finaliza en la localidad de Bujalance. Tiene una longitud total de 33.4 km.

La funcionalidad de la carretera es básicamente agrícola ya que establece la columna vertebral de las comunicaciones Este-Oeste en la zona norte de la Campiña cordobesa. La carretera no tiene un tráfico de interconexión entre ambas localidades debido a la existencia de otra comunicación entre Córdoba y Bujalance por la autovía N-IV y por la carretera autonómica A-306 con tiempos de recorrido muy inferiores y características de las carreteras óptimas lo que evita un mayor tráfico por la CP-146.

No se cuenta con datos de aforos de la carretera en el tramo afectado por la obra, si bien, por correlación con el tramo primero se estima que el tráfico de camiones al día no supera la cantidad de 10 camiones/día.

El tráfico pesado se concentra fundamentalmente en las campañas de recogida de las cosechas, destacando por un lado la recolección de los cereales durante los meses de Mayo,

Junio (temporada seca) incluso algo más tarde para el girasol y la recolección de la aceituna que se produce en los meses de Diciembre, Enero y Febrero (temporada húmeda).

La orografía atravesada por la carretera se puede calificar como de ondulada con pendientes naturales del terreno de 10-20º que si bien parecen tendidas y con suficiente estabilidad, ésta no se presenta debido a la naturaleza arcillosa de los terrenos que los hace muy susceptibles a modificar sus propiedades en presencia de agua.

7.2. Estado previo.

En esta primera fase se abordó la reparación del tramo comprendido entre el p.k.16+000 al 26+500. Ejecutando el tramo central se pretendía entre otros objetivos, evitar flujos inducidos por las obras de las siguientes fases sobre tramos ya reparados, aspecto este de suma importancia en vías de baja intensidad de tráfico.

La carretera contaba con un ancho medio de 5 metros con una capa de rodadura compuesta por un tratamiento superficial mediante riegos con gravilla. Bajo la capa de rodadura se encontraban varias capas de materiales granulares más o menos contaminados así como restos de anteriores riegos superficiales lo que atestigua las diversas reparaciones ejecutadas. El espesor total de todas las capas supone aproximadamente unos 60 cm.

El firme se encontraba deteriorado, con numerosos baches, blandones, etc., envejecimiento del tratamiento superficial existente...

Las canteras de áridos más próximas a la obra distan de media unos 20 km. no existiendo en el entorno de la carretera yacimientos de áridos aprovechables para el firme de la carretera ni tan siquiera para el cimiento del firme o explanada.



Fotografía 3: Corte de la carretera en el que se aprecian las capas del firme antiguo.

7.3. Solución Proyectada.

La solución proyectada para el firme fue el refuerzo del mismo con un paquete de 20 cm. de espesor de zahorra artificial sobre el firme existente previamente escarificado. La empresa

ECOASFALT S.A., adjudicataria de las obras, propuso sustituir ese refuerzo por un reciclado con cemento de 20 cm. de espesor, propuesta que fue estudiada y finalmente valorada positivamente por el Director de las Obras que la elevó a la corporación para su aprobación.

Se realizaron catas hasta un número de 10, recogiendo material de los primeros 25 cm. del firme, realizando ensayos de identificación de todas ellas y eligiendo las más desfavorables para la estimación del ensayo de CBR.

En general el material obtenido del firme presentaba las siguientes características medias:

- Equivalente de arena	19, (17-21)
- Límites de Atterberg	L.L. 18 (17-19)
	L.P. 14,5 (14,8-14,4)
	I.P. 4,3 (3,2-5,0)
- CBR (100% Próctor N.)	24 (18-27)
- Densidad Próctor N.	2030 kg/m3
- Humedad Próctor N.	10,5 %
-Granulometrías extendidas	
- % de finos:	Pasan por tamiz de 0.08 mm. 15-18%

El material en general se puede clasificar como una zahorra natural algo contaminada por presencia de finos. Las prescripciones españolas, en concreto el Pliego General de Carreteras y Puentes (PG3) exige para una zahorra natural tipo ZN(50) porcentajes inferiores al 10% que pasen por el tamiz de 0.08 mm., CBR superiores a veinte (20), límite líquido inferior a 25 e índice de plasticidad inferior a seis (6). El equivalente de arena exigido ha de ser mayor de 30.

La dotación inicial se fijó en un 3,5 % de cemento tipo CEM II/B-V 32,5 R efectuando muestras del material reciclado con y sin aportación de cemento el primer día de trabajo. Estas muestras fueron preparadas en laboratorio para su ensayo a 7 días obteniendo resultados de rotura a compresión de 1,57 MPa. para el material mezclado en laboratorio con un 3% de cemento y de 1,69 MPa. para el material reciclado in situ con el 3,5 % de cemento. En cualquier caso ambos eran inferiores a lo exigido que era de 2,0 MPa., por lo que se aumentó la dotación al 4%. El CBR en laboratorio para el material a reciclado con un 3,5% de cemento resultó ser de 92 y 164 % al 95 y 100 % de la densidad máxima Próctor Normal respectivamente.

Ejecutado el reciclado se realizaron ensayos de placa de carga sobre el material reciclado, así como sobre el firme de dos elevaciones de rasante puntuales que contaban con el firme primitivo de base granular sin estabilizar. Se obtuvieron para el material reciclado valores del módulo de elasticidad obtenido en el primer escalón de carga superiores a 100 MPa, (con una media de 127.5 MPa) en tanto que para los tramos con firme primitivo se obtuvieron valores de 70.0 y 110.0 MPa.

7.4 Ejecución de la obra

Para la ejecución del reciclado se utilizó el siguiente equipo:

- Recicladora Wirtgen WR 2500
- Dosificadora de cemento WM 400
- Motoniveladora
- Rodillo vibratorio liso

- Cuba de agua

El reciclado se ejecutó en dos pasadas para cubrir los 5 metros de calzada, con una longitud de cada una de unos 200 metros con el fin de evitar el fraguado de una franja antes de ejecutar la siguiente.

El curado del reciclado se hizo con aportación de agua con la cuba de riego no aplicándose riego de curado con emulsión bituminosa.

Los rendimientos medios obtenidos fueron de 1000 metros/calzada día, lo que equivale a 1000 m3/día.

El coste para la Administración fue de 364 pts./m2 ó 1820 pts./m3 en el que se incluyó la dotación de cemento.

La ejecución del reciclado se hizo durante los meses de febrero-marzo de 2000, la obra fue recepcionada en el mes de junio de 2000.

7.5 Comportamiento de la carretera en servicio.

A finales de septiembre de 2000, coincidiendo con el final del verano se empezaron a apreciar unas fisuras longitudinales en la calzada coincidiendo que se localizaban a una distancia media de unos 80 cm a 100 cm. del borde de la misma. Dichas fisuras, nos alarmaron enormemente, ya que en general aparecían en ambos márgenes y en un porcentaje elevado de la longitud de la actuación, en torno al 50%.

Por ello se cursó visita a la carretera en compañía del contratista transcurridos unos dos meses, a finales de noviembre. Durante la misma se comprobó que aquello, que parecía evidente, no lo era tanto, y no se veían las fisuras antes detectadas. La conclusión a la que hemos llegado, basándonos en la aparición de las fisuras al final del periodo seco, y su desaparición al principio del periodo húmedo es que se trata de unas fisuras originadas por la "respiración del terreno subyacente". Esto es, durante el verano, el suelo, debido a su alto contenido en arcillas fue perdiendo la humedad y fue sometido a un proceso de retracción que se manifestó en la capa de firme produciendo esas pequeñas fisuras longitudinales. Al principio del otoño, con la llegada de las lluvias, las mismas fisuras dejaron entrar el agua produciéndose el hinchamiento del suelo que trasladado al firme produjo que las fisuras se cerraran. No se observaron en ningún caso fisuras en sentido transversal.

8 REPARACIÓN DE LA CARRETERA PROVINCIAL CP-146, "DE CÓRDOBA A BUJALANCE". 3ª FASE.

8.1. Introducción.

En esta tercera fase se ejecutó la reparación del tramo comprendido entre la finalización de la primera fase en el P.K. 26+500 y el final de la carretera en el P.K. 33+400 en la localidad de Bujalance.

De este tramo se han obtenido datos de tráfico de 12 días correspondientes al año 2.000, resultando una media de vehículos pesados al día en el entorno de los 5 camiones/día.

8.2. Estado previo.
El tramo comprendido en esta tercera fase contaba con la misma tipología que la primera fase, caracterizada por la pérdida de la geometría transversal de la carretera, con ondulaciones importantes, baches, algún que otro blandón, etc.

Al igual que el primer tramo la carretera contaba con un ancho medio de algo más de 5 metros con una capa de rodadura compuesta por un tratamiento superficial mediante riegos con gravilla. Este tratamiento superficial había sido sometido a varias operaciones de bacheo previas.

En este caso la distancia a las canteras de áridos más próximas a la obra había subido a 30 km. no existiendo tampoco yacimientos de áridos aprovechables para el firme de la carretera ni tan siquiera para el cimiento del firme o explanada en las inmediaciones de la obra.

La principal diferencia de este tramo con respecto al primero es el tipo de cultivo característico que es el olivo frente al cereal de la primera fase, así como la orografía que es aquí más ondulada.

8.3. Solución Proyectada.
En este caso, y dadas las ventajas del reciclado comprobadas en la primera fase, se pensó desde la redacción del proyecto en un reciclado del firme existente. (El proyecto de la segunda fase se redactó antes de la ejecución de la primera fase y la solución de proyecto fue diferente).

Se proyectó en este caso el reciclado del firme en un espesor de 25 cm. en una anchura de 5,00 metros y la ejecución sobre el mismo de una capa de zahorra artificial de 10 cm. de espesor y un triple tratamiento superficial mediante riegos con gravilla como capa de rodadura.

Se ejecutaron una serie de 6 catas que se agruparon en grupos de tres para su estudio, muestra 1 y muestra 2, realizando en laboratorio ensayos de identificación, granulometría, equivalente de arena, límites de Atterberg, así como ensayo Próctor Modificado y CBR y contenido de materia orgánica.

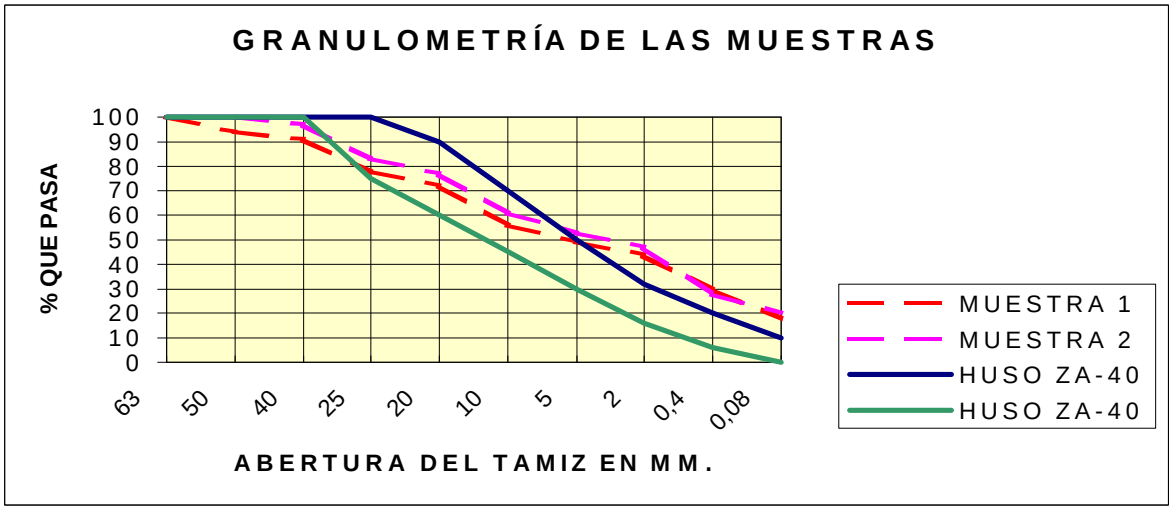


Gráfico 2: Comparativa de la granulometría de las muestras y el Huso de la Zahorra Artificial ZA-40

En el gráfico adjunto se han dibujado las curvas granulométricas de las dos muestras, que resultan bastante similares, y se han dibujado además las curvas granulométricas inferior y superior que constituyen la franja o huso del actual Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de Carreteras y Puentes (P.G.3, norma aplicable en España) para zahorra artificial a emplear en capas de base de carreteras. Se observa tanto en una muestra como en otra el exceso de finos respecto a las especificaciones para la zahorra artificial.

El resumen del resto de ensayos efectuados se muestra en la tabla 4.

Tabla 4. Ensayos realizados a las muestras 1 y 2.

MUESTRA	EQUIVALENTE DE ARENA	PROCTOR M. Tn/m3		C.B.R.		MATERIA ORGÁNICA %	CLASIFICACION	
		DENSIDAD MÁXIMA	HUMEDAD ÓPTIMA	AL 100%	AL 95%		A.S.T.M.	H.R.B.
M. 1	27	2.20	8.4	62	46	NO	GM	A-1-b
M.2	25	2.23	7.4	71	48	NO	GM	A-1-b

Ninguna de las muestras tenía plasticidad por lo que no se obtuvieron los Límites de Atterberg.

En este caso contamos como vemos con una buena capacidad de soporte, CBR superior a 45 en ambos casos, algo contaminado, el equivalente de arena es de 25 y 27, siendo las exigencias del P.G.3 de un E.A. superior a 30 y con exceso de finos. Se trata en este caso de un material con una mejor calidad que el de la primera fase que cuenta con un porcentaje algo superior de finos pero, que en cambio, no presenta plasticidad. Según el PG-3 sería un material apto para capas de la explanada o cimiento del firme con la denominación de Suelo Seleccionado, pero no apto para capas de firme ni como zahorra natural, ni por supuesto, como zahorra artificial.

Sobre estas muestras se fabricaron probetas con porcentajes de cemento del 3.5 y el 4.5 % de dotación para su rotura a tres y siete días. El hecho de hacerlas a tres ofrecía mayor rapidez en la obtención de resultados, que en cualquier caso se comprobaban a posteriormente a siete días. No se tiene constancia estudios que hayan correlacionado la resistencia en suelocemento a los tres y a los siete días existiendo no obstante correlaciones en la Instrucción de Hormigón Española, EHE, si bien estas correlaciones se refieren a hormigón y no a suelo-cemento (Tabla 5).

Tabla 5. Correlación de resistencias en hormigones a 3,7 y 28 días.

Edad del Hormigón en días	3	7	28	Relación (3/7)
Hormigones de endurecimiento normal	0.40	0.65	1.00	1.62
Hormigones de endurecimiento rápido	0.55	0.75	1.00	1.36

Para las muestras ensayadas se muestran los datos de resistencia obtenidos en laboratorio a 3 y 7 días, en la Tabla 6.

Tabla 6. Resistencias a 3 y 7 días de las muestras 1 y 2 con % del 3.5 y 4.5. En MPa.

Edad de la muestra en días	3	7	Relación (3/7)
MUESTRA 1, 3.5 % DE CEMENTO	2.52	3.05	1.21
	2.55	2.80	1.10
MUESTRA 1, 4.5 % DE CEMENTO	3.13	3.95	1.26
	3.17	4.07	1.28
MUESTRA 2, 3.5 % DE CEMENTO	2.46	2.54	1.03
	2.51	2.67	1.07
MUESTRA 2 , 4,5 % DE CEMENTO	2.95	3.82	1.29
	2.88	3.69	1.28

Son pocos los datos obtenidos pero a efectos de determinar la dotación de cemento a aplicar se tomó aquella que cumplía con las resistencias exigidas a los siete días en el proyecto en los ensayos efectuados en laboratorio con rotura de probetas a los tres días. Esto nos da un cierto margen de seguridad, que en ningún caso es superior al 30 % y que para dotaciones del 3.5% no supera el 21%. Finalmente se ejecutó el reciclado con una dotación de cemento del 3.5 %.

Durante la ejecución de la obra se obtuvieron resistencias de probetas a siete días tomadas del material reciclado algo inferiores a lo esperado, entorno a los 2 MPa. Hay que tener en cuenta que el reciclado se hace sobre un producto que no es completamente conocido, solo tenemos datos de algunas catas del mismo y dosificamos en base a ellas, lo que hace que se pueda producir una cierta dispersión en los resultados. En cualquier caso la aportación de mayor porcentaje de cemento, si bien garantizaría resistencias más elevadas, podría ocasionar fisuraciones por retracción, de las que se tienen constancia en otras obras, fisuraciones que con dotaciones inferiores no se presentan.

8.4. Ejecución de la obra

Para la ejecución del reciclado se utilizó el siguiente equipo:

- Recicladora Wirtgen WR 2500
- Dosificadora de cemento WM 400
- Motoniveladora
- Rodillo vibratorio liso de 20 Toneladas.
- Dos cubas de agua de 12 m3 de capacidad montada sobre tractor.
- Conductor de recicladora
- Operador de dosificadora
- Peón para cambio de picas y mangueras de llenado de agua
- Encargado equipo recicladora
- Dos peones señalistas
- Encargado

El reciclado se ejecutó en dos pasadas para cubrir los 5,00 metros de calzada, si bien en zonas con sobreanchos se hubo de dar tres pasadas, con una longitud de cada una de unos 200 metros con el fin de evitar el fraguado de una franja antes de ejecutar la siguiente.

En un principio el curado del reciclado estaba previsto hacerlo sometiendo el mismo a operaciones de regado durante los siete primeros días. No obstante, al coincidir parte de la ejecución con un periodo no laboral de cuatro días, se optó por aplicar un riego de curado con

emulsión tipo ECI de 0.50 kg/cm2. Este riego además de evitar la pérdida de humedad del firme evita la formación de polvo y favorece el mantenimiento del firme bajo el paso del tráfico hasta la ejecución de las capas superiores.

Los rendimientos medios obtenidos fueron 1800 m3/día lo que equivale a 7200 m2/día en un espesor de 25 cm. Se reciclaron un total de 9291 m3 lo que da una duración del reciclado algo superior a los cinco días laborables.

El importe del reciclado a precios de proyecto fue el siguiente:

M3 de reciclado de firme con cemento	749 pts./m3
3,5 % de cemento en peso,	
2.23 Tn/m3*0.035 * 9855 pts./Tn. cemento	769 pts./m3
Riego de curado con emulsión ECI	
0,5 kg/m2*1/0.25m3/m*27040 pts./Tn*1E-3	54 pts./m3
PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL	1572 pts./m3
Gastos generales (17%)	267 pts.
Beneficio industrial (6%)	94 pts.
Total sin IVA	1933 pts.
IVA (16%)	309 pts.
TOTAL PRECIO EJECUCIÓN CONTRATA	2245 pts./m3

Hay que tener en cuenta que ese fue el precio de licitación de la obra que, por un importe total de 140.000.000 pts. fue adjudicada a la empresa JICAR S.A. en la cantidad de 110.600.000 pts., lo que representa una baja del 21 %, lo que nos da un coste real para la Administración de 1774 pts./m3 con todos los impuestos incluidos. El reciclado fue subcontratado a la empresa ASFALTECNICA.

No obstante lo anterior hay que tener en cuenta que la oferta de la empresa JICAR S.A. estaba muy por debajo del resto de empresas ofertantes lo que puede obedecer a cierta carencia de cartera de obras en el momento de la licitación, ya que el resto de licitadores presentaron ofertas que suponían una baja de entorno al 6%.

La ejecución del reciclado se terminó en Abril de 2001 finalizando las obras en Junio de 2001.

9. REPARACIÓN DE LA CARRETERA PROVINCIAL CP-158, "DEL CAMINO VIEJO DE CASTRO".

9.1. Introducción.

Esta carretera tiene su origen en la localidad de Córdoba en el paso superior sobre la autovía N-IV en el P.K. 430+050 margen izquierda de la misma. En el P.K. 7+370 de esta carretera tiene su origen la CP-146 que ha sido mencionada con anterioridad, siendo por tanto este primer tramo el que da continuidad a la CP-146 para conectar Córdoba con Bujalance, si bien como ya se mencionó este itinerario no es utilizado en las relaciones Córdoba-Bujalance por existir otro de mucha más calidad.

No existen datos de tráfico pero se estima que no diferirán de los esperados para la CP-146, es decir del entorno de los 5-10 camiones/día.

9.2. Estado previo.

El tramo comprendido en esta actuación, del P.K.0+000 al P.K. 22+700, contaba con numerosos baches, blandones, incluso pequeños deslizamientos que originaban escalones de hasta 20 cm. entre planos de deslizamiento. De hecho esta carretera cuenta con graves problemas de inestabilidad de taludes, a pesar de no tratarse de un terreno accidentado, problemas que en parte fueron tratados en una actuación anterior.

Había zonas que presentaban muestras muy evidentes de contaminación por arcillas, en concreto el último tramo comprendido del P.K.20+800 al 22+700.

La carretera contaba con un ancho de calzada de 5.50 metros de media hasta el P.K.7+370, pasando a partir de ese punto a 5.00 metros. La capa de rodadura era también un tratamiento superficial que aparecía envejecido, con baches, etc.

Las canteras de áridos más próximas a la obra distaban del orden de 20 km. existiendo en este caso zonas donde se conoce la existencia de zahorras naturales aunque no estén en explotación en la actualidad. De hecho en el P.K. 10+400 aproximadamente se encuentra el terreno de una antigua cantera explotada para la construcción de la carretera.

El cultivo predominante es el cereal, con presencia significativa de las tierras de regadío en la primera mitad de la carretera.

9.3. Solución Proyectada.

La solución de reparación del firme debía tener en cuenta los problemas de deslizamiento detectados. Con el fin de controlar los mismos, se proyectaron drenes profundos en las zonas inestables para aislar la carretera, que como regla general, discurre a media ladera, de las afecciones provocadas por las intrusiones de agua procedentes de los terrenos superiores.

Una vez controlados los deslizamientos, se tramificó la carretera en función de las deficiencias observadas y del presupuesto disponible.

Se proyectaron tres secciones tipo, la primera consistente en un reciclado con cemento de 25 cm. de espesor, y una capa de zahorra artificial de 10 cm. de espesor sobre el mismo y un triple tratamiento superficial con riegos con gravilla como capa de rodadura. Esta sección es igual a la proyectada en la 3ª fase de la Cp-146 3ª fase.

En el tramo central de la carretera, por contar con menos tráfico se suprimió la capa de zahorra artificial de la sección tipo.

En el tramo final se recicló con cal, debido a la mayor plasticidad detectada, siendo la sección proyectada de 30 cm. de material del firme reciclado con cal y una capa de zahorra artificial de 20 cm. sobre el mismo. La capa de rodadura era el tratamiento con riegos con gravilla.

Se ejecutaron un total de 13 catas que se agruparon por tramos homogéneos en virtud de la inspección visual de la carretera, constituyendo cinco muestras, realizando en laboratorio ensayos de identificación, granulometría, contenido de sulfatos, límites de Atterberg, así como ensayo Próctor Modificado y CBR y contenido de materia orgánica.

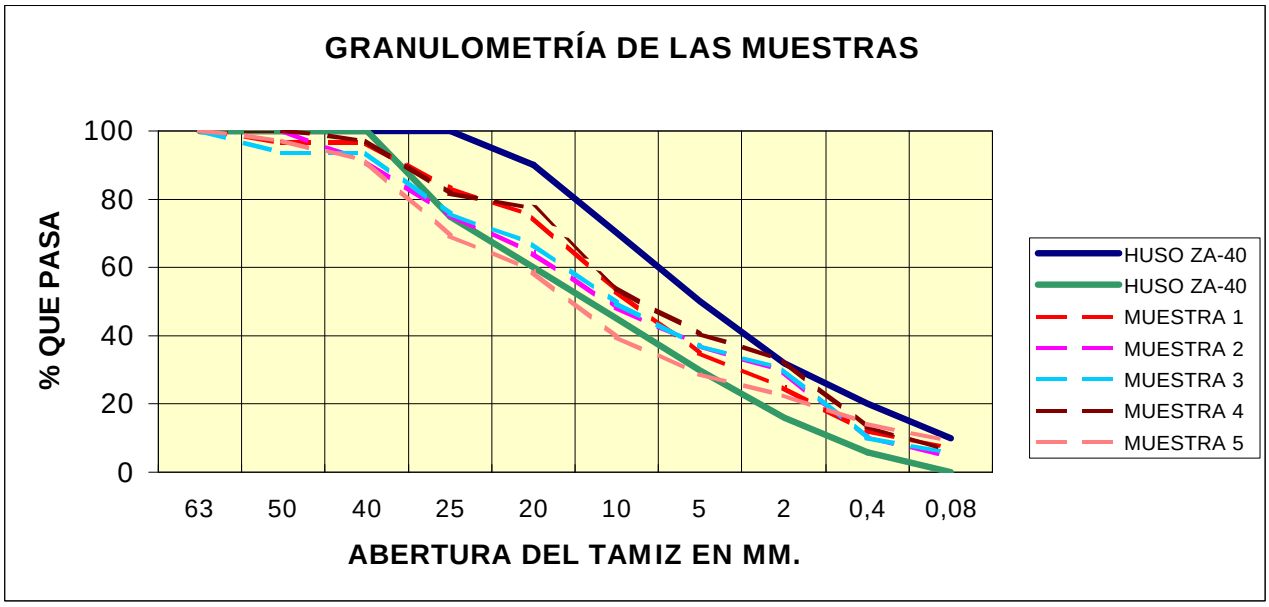


Gráfico 3: Comparativa de la granulometría de las muestras y el Huso de la Zahorra Artificial ZA-40

En el gráfico adjunto se han dibujado las curvas granulométricas de las cinco muestras, que en este caso se ajustan casi por completo al huso especificado para la zahorra artificial tipo ZA-40.

El resumen del resto de ensayos efectuados se muestra en la tabla 7.

Tabla 7. Ensayos realizados a las muestras 1 a 5.

MUESTRA	SULFATOS (%SO3)	PROCTOR M.Tn/m3		C.B.R.		MATERIA ORGÁNICA %	CLASIFICACION	
		DENSIDAD MÁXIMA	HUMEDAD ÓPTIMA	AL 100%	AL 95%		A.S.T.M.	H.R.B.
M 1	0.002	2.36	4.7	88	43	0.99	GW-GM	A-1-a
M2	0.005	2.24	5.7	24.2	11.6	0.36	GW	A-1-a
M3	0.008	2.26	4.9	69.5	37.5	0.61	GW-GM	A-1-a
M4	0.054	2.24	5.9	111	46.0	0.71	GW-GM	A-1-a
M5	0.000	2.22	6.47	66.1	30.5	0.59	GW-GC	A-2-6

Ninguna de las muestras tenía plasticidad salvo la número 5, que contaba con unos valores de los límites de Atterberg de: LL-27.2; L.P.-16.4; I.P-10.8. Esta muestra correspondía al tramo a reciclar con cal.

Dada la similitud de los materiales ensayados correspondientes a las cuatro primeras muestras se tomó, por analogía con la obra de la Reparación de la 3ª Fase de la CP-146 “De Córdoba a Bujalance”, que contaba con el mismo contratista y que se ejecutó inmediatamente antes que ésta, con una dotación inicial de cemento del 3.5 %.

El primer día de ejecución de la obra se tomaron muestras del material reciclado y se trasladó a laboratorio donde se fabricaron probetas para su rotura a 3 días y a 7 días. Los resultados de resistencias fueron de 2.56 MPa. a tres días y de 3.83 MPa. a 7 días, lo que nos da una relación de 1.50. Es decir, en este caso se ganaba el 50 % de resistencia a compresión de los 3 a los 7 días. Este hecho, en comparación con la obra anterior, pone de manifiesto el gran campo de variación de esta relación, incluso con materiales que aparentemente resultan semejantes.

Dadas las altas resistencias obtenidas a siete días se disminuyó la dotación al 3% de cemento, obteniéndose resultados de resistencia a compresión del material reciclado por encima de los

2.5 MPa. a siete días en un total de siete ensayos en puntos distintos. No obstante se obtuvieron resistencias inferiores en otros dos ensayos, en zonas coincidentes con la tomas de las muestras por lo que se realizarán ensayos de placa de carga para comprobar el cumplimiento de las especificaciones especialmente en esos puntos. El valor exigido para el módulo E2 es de 100MPa.

9.4. Ejecución de la obra

Para la ejecución se utilizó el mismo equipo y personal que el empleado en la 3ª Fase de la CP-146, siendo los rendimientos medios obtenidos del mismo orden.

El curado del reciclado se hizo con la aplicación de 0.50 kg/m2 de emulsión ECI. La aplicación se hacía al final de la jornada de trabajo con el fin de garantizar su permanencia, ya que el tráfico no se cortó en ningún momento.

El ciclo de trabajo se compone de las siguientes fases:

- Carga de cemento en dosificadora	30 minutos
- Reciclado con cemento (25 toneladas)	60 minutos
Total ciclo	90 minutos

Al día se producían retrasos por averías de la máquina, retrasos en el suministro de cemento, etc. que suponen de media unas 2.5 horas/día. La media de camiones tolva de cemento que descargaban en la obra era de 5 con 25 toneladas de media cada uno, lo que arroja un total de 5 ciclos al día con 10 horas de trabajo.

El coste a precios de proyecto es el mismo que en el caso anterior con la salvedad de la variación de la dosificación de cemento que es del 3 % por el 3.5 % que era anteriormente.

El importe total de la obra a precios de proyecto fue de 140.000.000 pts. fue adjudicada a la empresa JICAR S.A. en la cantidad de 107.100.000 pts., lo que representa una baja del 23.5 %. El volumen de reciclado fue de 19318 m3 con un total de 1622 toneladas de cemento, lo que representa un importe a precios de proyecto de nos da un coste real para la Administración de 1774 pts./m3 con todos los impuestos incluidos.

No obstante lo anterior hay que tener en cuenta que la oferta de la empresa JICAR S.A. estaba muy por debajo del resto de empresas ofertantes lo que puede obedecer a cierta carencia de cartera de obras en el momento de la licitación, ya que el resto de licitadores presentaron ofertas que suponían una baja de entorno al 6%.

La ejecución del reciclado se terminó en Abril de 2001 finalizando las obras en Junio de 2001.

10. BIBLIOGRAFÍA

- "Manual de firmes reciclados in situ con cemento". Instituto español del cemento y sus aplicaciones (IECA-1999)
- "Instrucción de Hormigón Estructural" (EHE). Ministerio de Fomento. Secretaría Técnica (España-1999)
- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de Carreteras y Puentes (P.G. 3). Ministerio de Fomento. 1976
- "Córdoba y su Provincia". Excma. Diputación de Córdoba. Marcel Guarinos Cánovas (1985)
- "Firmes y Pavimentos". Carlos Kraemer, Miguel Angel del Val. E.T.S.I. Caminos, C. y Puertos. 1993.
- "Guía para el dimensionamiento de firmes reciclados in situ en frío". Miguel Angel del Val, Sancro Rocci. PROBISA. 1998.
- " Manual de Estabilización de Suelos con Cal". ANCADE. 1997.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACION DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPANA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

PANORÁMICA DE LOS MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN Y SU COMPORTAMIENTO EN LAS CARRETERAS LOCALES AUSTRALIANAS

AN OVERVIEW OF STABILISATION METHODS AND PERFORMANCE OF LOCAL GOVERNMENT ROADS IN AUSTRALIA

Srijib Chakrabarti
Doctoral Research Student
Department of Civil Engineering
Monash University, Clayton
Victoria 3800
Phone: +61 3 9905 4971(B/H); Fax: +61 3 9905 4944
Email: srijib_c@hotmail.com

Dr. Jayantha Kodikara
Senior Lecturer in Geomechanics and Pavement Engineering
Department of Civil Engineering
Monash University, Clayton
Victoria 3800
Phone: +61 3 9905 4971(B/H); Fax: +61 3 9905 4944
Email: jkodi@optusnet.com.au

Lucas Pardo
Geotechnical Engineer (Pavements & Research)
Chadwick Geotechnical Testing Pty Ltd
Factory 1/28 Vesper Drive, Narre Warren, VIC 3805
Tel: (03) 9705 1333; Fax: (03) 9705 1444
Email: lucasp@chadwickgeotechnical.com.au

RESUMEN

Australia cuenta con una de las redes de carretera más extensa del mundo. En la actualidad, existen tres administraciones, Federal, Estatal y Local, responsables de la gestión de los 818.000 km que componen la red. La combinación de mayores cargas de los vehículos, incremento de la intensidad de tráfico, el envejecimiento de las infraestructuras y las condiciones ambientales han conducido a la degradación de muchas carreteras australianas. Las carreteras municipales abarcan más del 80 por ciento del total de la red australiana. Los ayuntamientos son los responsables de las carreteras locales y de algunas arteriales, particularmente en las grandes áreas urbanas.

Australia es un lider reconocido a nivel mundial en la teoría y en la realización de estabilizaciones de carreteras degradadas, con una continua innovación en equipos y tipo de estabilizador. A pesar de que existen un gran número de publicaciones relativas al uso y comportamiento de estabilizaciones químicas llevadas a cabo en las autovías estatales, hay una limitada información publicada en relación a las estabilización química en las carreteras pertenecientes a los municipios australianos. Atendiendo a lo anteriormente expuestos, se concebió una encuesta para determinar la situación actual de la práctica de las estabilizaciones químicas de firmes en varios municipios de Victoria, New South Wales, Queensland y South Australia. La encuesta aborda el uso de materiales, el espesor del firme, el modo de rehabilitación del firme degradado, el tipo y cantidad de aditivos químicos utilizados, formas y razones básicas del fallo del firme, así como limitaciones para un uso amplio de la estabilización química en las carreteras locales australianas. Zahorras arcillosas y áridos igneos de machaqueo se utilizan habitualmente como material para firmes. Los conglomerantes hidráulicos se utilizan principalmente como agentes estabilizantes. Se ha observado una ámplia variación en el empleo de materiales para firmes, formas de fallo, métodos de reparación y empleo de estabilizantes químicos. La fisuración se ha mostrado como la forma de fallo más destacada, o que haya contribuido al fallo de los firmes estabilizados químicamente. La principal causa de la fisuración del pavimento ha sido la retracción. Esta comunicación presenta los resultados de la mencionada encuesta.

ABSTRACT

Australia has one of the largest road networks in the world. Three levels of government - Federal, State and Local are responsible for managing the 810,000 km long road network at present. But combination of larger vehicle loads, increased traffic flows, ageing infrastructure and environment has led to degradation of many Australian roads. Local government roads comprise more than 80 percent of the total road networks in Australia. Local councils are responsible for local roads and some arterials, particularly in the larger urban areas.

Australia is recognised as a world leader in theory and application of stabilisation of degraded roads with continuous innovation in equipment and stabiliser type. Although a large number of publications exist regarding use and performance of chemical stabilisation carried out on state highways, limited published information regarding chemical stabilisation of Australian Local government roads is available. In view of the above, a survey was devised to determine current state of the practice in chemical stabilisation of road pavements in various councils in Victoria, New South Wales, Queensland and South Australia. The survey covered use of material and thickness in pavements; mode of rehabilitation of degraded pavements; type and

quantity of chemical additives used; modes and basic reasons of pavement failure and constraints for wide use of chemical stabilisation in Australian local government roads. Clayey gravel/gravel and igneous crushed rocks are commonly used as pavement materials. Cementitious binders are used as main stabilising agents. Statewise variations in use of pavement materials, mode of failure of pavements and their rehabilitation and uses of chemical stabilisers have been observed. Cracking has appeared to be the foremost mode of failure or contributor to failure of chemically stabilised pavements. Shrinkage is considered to be most important cause of cracking in pavements. Current paper presents results of this survey.

PALABRAS CLAVE

Firmes de carretera, estabilización, estabilizador, fisuración, municipios, conservación

KEY WORDS

Road pavements, stabilisation, stabilisers, cracking, councils, rehabilitation.

1. INTRODUCTION

Australia has three levels of government - Federal, State and Local, which are responsible for managing the 810,000 km road network with an expenditure of about $7 billion each year at present (2,6). The Federal government provides funding for construction and maintenance of the National Highway System that links the nation's state capital cities and major provincial centres. However, the actual National Highway roadworks are managed through State and Territory road agencies. State and Territory governments are responsible for funding and managing state highways and arterial roads linking major towns and cities. Local authorities are responsible for local roads and some minor arterials, particularly in the larger urban areas. Local government roads provide direct access to most households and properties throughout Australia. Of these, New South Wales (NSW) caters for about 20%, as do Victoria (VIC), Queensland (QLD) and Western Australia (WA). About 13 % of roads are in South Australia (SA) and the rest in Tasmania, Northern Territory (NT) and ACT. Local government roads funding are obtained mainly from the ratepayers, and in some cases, this is supplemented by state road authorities or Federal Government grants (9). For example, the Federal Government is providing more than $406 million for local roads in 2000-01 (6).

The road management authorities spend $7 billion on building and maintaining roads each year. However, a combination of larger vehicle loads, increased traffic flows, ageing infrastructure and adverse environmental conditions have led to an increase in the degradation of the road network (11).

Australia has been recognised as a world leader in stabilisation theory and application (15). Local government roads have been constructed by in situ stabilisation since the 1950s (13). Road recycling by in situ stabilisation has been carried out by many local government authorities (LGA) since the 1960's as a cost effective method of rehabilitation of degraded granular and asphalt pavements. At present, recycling of road pavements satisfies various environmental demands of the community, for example, conservation of quarry products, speed of construction to reduce traffic delays, less construction tip sites and fuel savings on trucks (15). A survey was devised to determine current state-of-the-practice in chemical stabilisation of road pavements in various councils in Australia. The survey was distributed to 455 LGAs; 79 in VIC, 178 in NSW, 126 in QLD and 72 in SA. Other states were not included in the present survey owing to lack of time and resources.

2. SURVEY METHODOLOGY AND RESPONSE

The survey on the in situ stabilisation of unbound road pavements using chemical additives was prepared with the following aims:

1. To establish contacts and exchange knowledge with Local Government engineers in chemical stabilisation of road pavements.
2. To determine current state of use of pavement materials and pavement thickness in Australian councils.
3. To determine mode of rehabilitation of degraded local road pavements in Australian councils.

4. To determine type and quantity of chemical additives used in pavement stabilisation.
5. To determine the major modes of pavement failure experienced by Australian councils.
6. To determine basic reasons for pavement failure.
7. To determine the causes for cracking in chemically stabilised pavements.
8. To determine the main problems preventing the wide use of in situ chemical stabilisation by councils.

After preparation of survey in a draft questionnaire form, it was reviewed by a group of professionals from state road authorities, councils as well as practising pavement engineers. Based on these trials, feedback and review, it was modified to eliminate possible ambiguities. The survey was distributed in October 2000. Respondents were asked to estimate percentage of use to answer, for example percentage use of bulk chemical additives for cement, lime and flyash for a council are 50%, 40% and 10% respectively. In presentation of data, those percentages were averaged. This approach conceivably eliminated subjective judgement by the authors. Some terms were defined to reduce ambiguities; for example chemical stabilisers in this survey were defined under Question No 1. Respondents did not make any remarks of ambiguity of the survey form. Incomplete and inconsistent responses were not considered. An effective response rate of 35.6 % was achieved.

3. PRESENTATION AND ANALYSIS OF SURVEY RESULTS

3.1 Pavement materials and thickness

Pavement materials used in road pavements are usually of two types. Igneous (granitic or basaltic) crushed rocks have been preferred due to their high structural strength and are considered as traditional materials. Naturally occurring materials that are available near to the road site are also used in road construction although they may have less structural strength than traditional materials. These are commonly considered as marginal materials (17). Alluvial, colluvial or chemically formed gravel, clayey gravel, sandstone, limestone, tuff, scoria are examples of marginal materials. In most of the cases they may marginally satisfy the structural requirement of pavement but can avoid the cost of carrying of traditional materials from a distant site. Figure 1 and 2 show the use of pavement materials and thickness in Australian Local Government roads, on the basis of the survey responses.

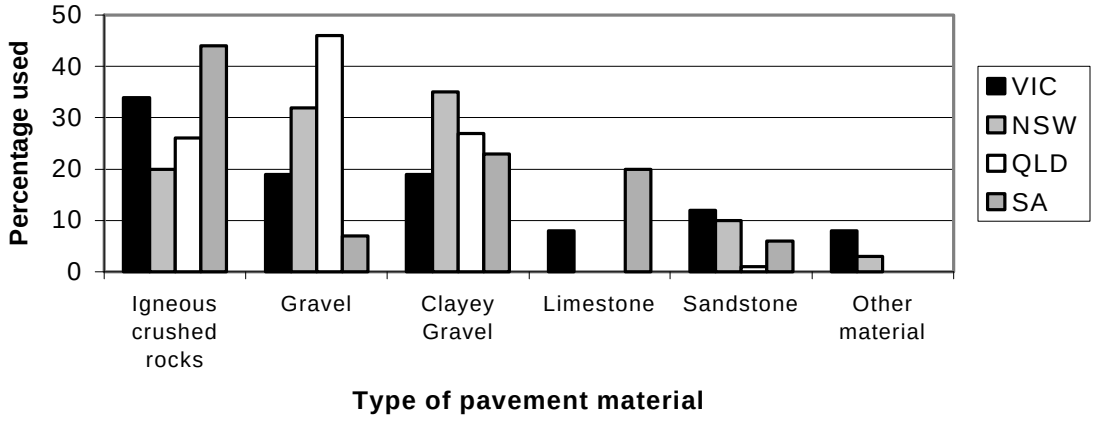


Figure 1: Use of pavement materials in local roads

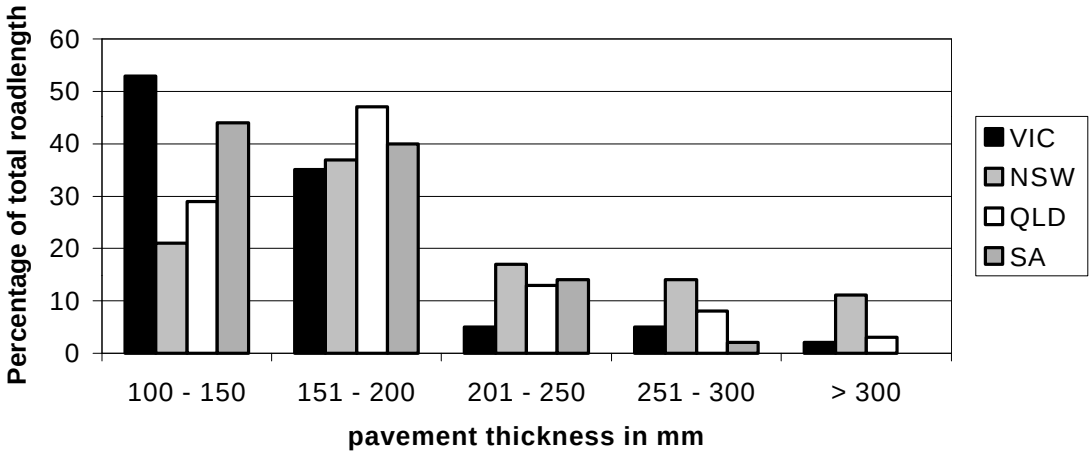


Figure 2: Pavement thickness used in local roads

Igneous crushed rocks are used as major pavement materials in about 44% of the local roads in SA and 34% of road pavements in VIC. Igneous rocks occur in some small outcrops in the central and far north-west of SA; and in south and eastern parts in VIC (10). However councils in other states are using the same at lower rate, in 26% of road pavements in QLD and 20% of roads in NSW. Gravel and clayey gravel are used as major pavement materials in 73% of the pavements in QLD and 67% of road pavements in NSW. Much of QLD and 70 % of NSW roads are in arid and semi-arid areas. Arid and semi-arid zones commonly contain soft rocks (10). Comparatively use of such material is less in other states, in 38% of the pavement in VIC and 30% of the pavements in SA. Sandstone is used in 12% of the pavements in VIC, 10% of the pavements in NSW, 6% of the pavements in SA and 1% of the pavements in QLD. Use of limestone is limited only in 20% of the road pavements in SA and 8% of the road pavements in VIC. On average, about 56% of the council road pavements are constructed equally with gravel and clayey gravel and 30% are constructed with igneous crushed rocks in Australia. It should be noted, however that, for simplicity metamorphic rocks were not considered as a separate category. Hence, it is plausible that council engineers considered those rocks under igneous rocks as well.

States using crushed rocks as major pavement materials normally have low pavement thickness. For example about 53% of the pavements in VIC and 44% in SA are having thickness between 100 and 150 mm. About 47% of the pavements in QLD, 40% of the pavements in SA, 37% of the pavements in NSW and 35% of the pavements in VIC have pavement thickness within 151 and 200 mm. Councils using gravel or clayey gravel as major pavement materials have reported higher pavement thickness. For example, 42% of the pavements in NSW and 24% in QLD have thickness more than 200 mm. Comparatively it is less in other states, in 16% of pavements in SA and 12% of road pavements in VIC.

Selection of pavement materials depends on its availability and cost effectiveness. Thickness of the pavement depends on pavement material, traffic load and subgrade strength. For example in VIC, basaltic rocks are commonly available in metropolitan area near Melbourne whereas, gravel and clayey gravels are found in relatively remote areas. Sandstone, tuff, scoria are available in western Victoria whereas limestone is available in coastal Victoria. The use of pavement materials features the same trend similar to the availability of pavement

materials in VIC. Crushed rock is commonly used near Melbourne, gravel/clayey gravel is used in remote areas, sandstone is used in western and northwestern areas and limestone is used in coastal areas. Pavements constructed with crushed rock have greater thickness in areas near Melbourne compared to remote areas due to higher traffic loading. Pavements with marginal materials appear to be thicker than those with crushed rocks.

3.2 Mode of rehabilitation of degraded council road pavements in Australia

Rehabilitation techniques can be considered broadly in various categories: complete reconstruction after removal old road; applying an overlay on the degraded pavements and in situ stabilisation. In situ stabilisation can be undertaken in three ways, by chemical stabilisation, bituminous stabilisation, and mechanical stabilisation. Application of these techniques depends on various factors such as climate, availability of funds, type and availability of pavement materials, availability of relevant technology, equipment and technically skilled manpower and contractors. Reconstruction is always the most costly option, but is undertaken when other alternatives fail to be effective subject to constraints; such as, insufficient pavement depth, inadequate budget, and small scope of work. For years it has been a common practice to rehabilitate with a hot mix asphalt (HMA) overlay, regardless of pavement condition and failure (5). The HMA overlay is easy, fast and looks good for few years after construction (5). Overlay is provided on the degraded pavement as a short-term measure. Usually it is less costly than reconstruction and widely used in council roads in Australia.

Comparatively the use of chemical additives in pavement stabilisation (in situ) has been a new option towards pavement rehabilitation and gradually becoming popular. Unbound pavements are transformed into modified or semibound or bound pavements in this method. Unbound materials are the natural gravels, crushed rocks etc., which do not exhibit significant tensile strength and resist traffic loading through their shear strength (1). Modified materials are obtained when small amounts of stabilising agent are added to unbound materials to correct material deficiency, increase the strength and reduce moisture susceptibility. Bound materials are produced by adding stabilising agents in sufficient quantity to unbound materials to have significant tensile strength and improved unconfined compressive strength (UCS) (1). Figures 3 and 4 respectively show various rehabilitation methods applied for unbound and chemically stabilised pavements (CSPs) in local councils.

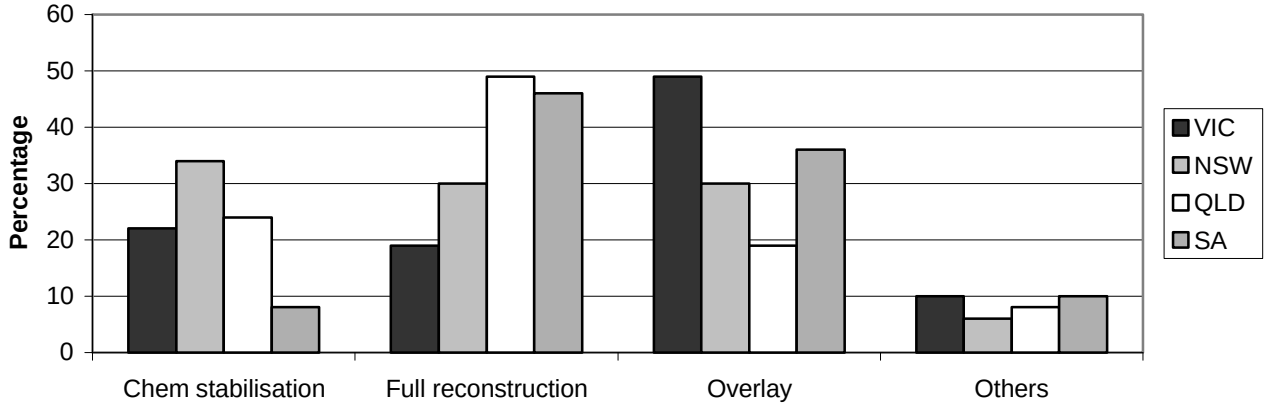


Figure 3:Road rehabilitation methods for unbound pavements

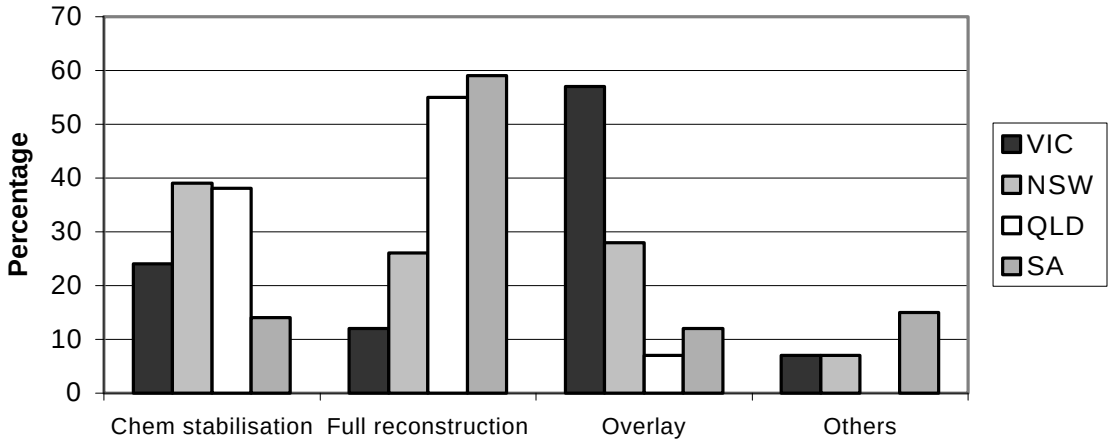


Figure 4: Road rehabilitation methods for chemically stabilised pavements

Councils in NSW lead the use of in situ chemical stabilisation for unbound pavement rehabilitation. Out of 131 surveyed councils involved in chemical stabilisation of road pavements in Australia, 57 are in NSW, 35 in QLD, 26 in VIC and only 13 are in SA as shown in Figure 6. About one third of the degraded unbound roads in NSW are rehabilitated by in situ chemical stabilisation. The remaining NSW council roads are rehabilitated almost equally by full reconstruction and overlay. After NSW, councils in QLD are major users of in situ chemical stabilisation, using it in 24% of the road pavements. However 49% of the degraded unbound road pavements in QLD are rehabilitated by complete reconstruction. Adequate availability of pavement materials (gravel/clayey gravel) may be a reason. It may be relevant to note that gravel/clayey gravel is used as major pavement materials in council road pavements in QLD. Councils in QLD are the least users of overlay, in only 19% of the road pavements. In comparison to NSW, the use of in situ chemical stabilisation is less in Victorian councils, only in 22% of the road pavements. Overlay has been used as a major rehabilitation technique, in 49% of the road pavements in Victorian councils. High availability and use of igneous crushed rocks may be a reason for using overlay (both granular and asphalt) in VIC. However remaining council road pavements in Victoria are rehabilitated 19% by full reconstruction and 10% by other methods such as mechanical stabilisation. Use of in situ chemical stabilisation is less in councils in SA, only in 8% of the degraded unbound road pavements. Full reconstruction of road pavements is carried out in 46% of the road pavements and overlays are used in 36% of the pavements in SA. On average, 36% of the degraded unbound road pavements are rehabilitated by full construction and 34% by overlay in Australia. Use of chemical stabilisation is increasing in Australian councils and at present about 22% of overall council roads in Australia are rehabilitated by this method whereas 8% roads are repaired by other methods such as mechanical stabilisation.

Trends for rehabilitation of degraded CSPs are similar to those for unbound road pavements in Australian councils. Councils in NSW lead in using chemical stabilisation, which is used in 39% of the degraded CSPs. Victorian councils are using overlay as a major mode in 57% of the degraded CSP rehabilitation. About 55% of the degraded CSPs in QLD and 59% in SA are rehabilitated by full reconstruction. In Australia, 38% of the degraded CSPs are rehabilitated by reconstruction. Chemical stabilisation is used in 29% of CSP rehabilitation and overlay is used for 26% of the degraded CSPs.

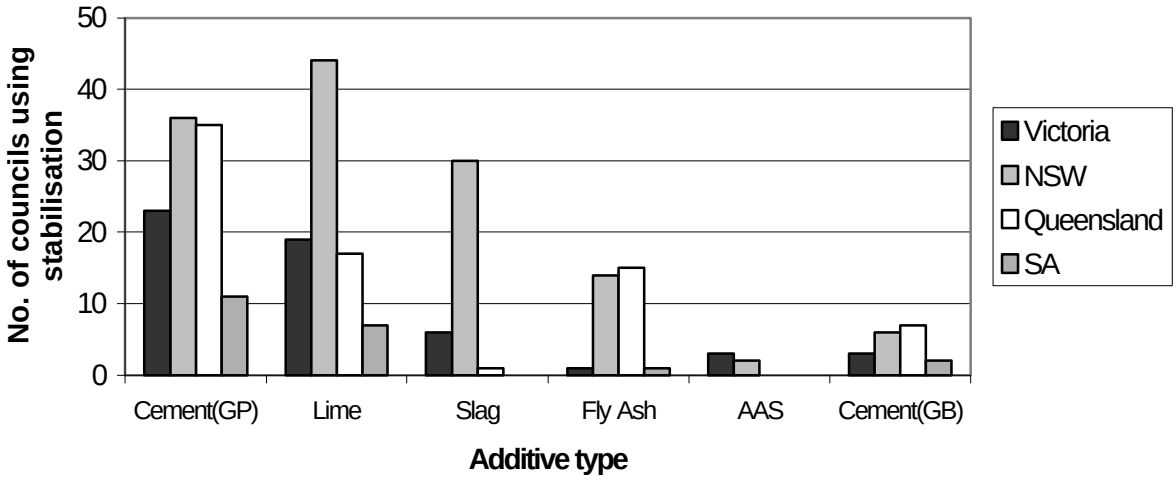


Figure 5: Use of chemical additives

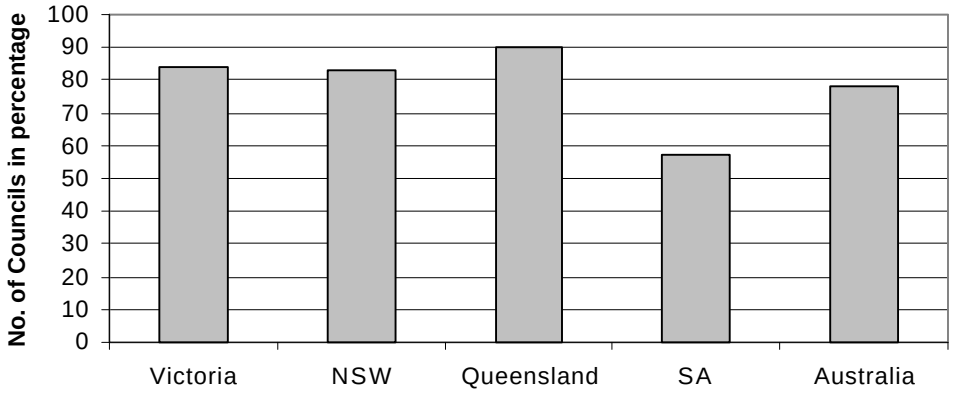


Figure 6: Percentage of councils surveyed using chemical stabilisation of road pavements

3.3 Use of chemical additives in pavement stabilisation (in situ) in Australian Councils

Chemical additives used in chemical stabilisation include essentially a cementitious material such as Portland or blended cement, hydrated lime and pozzolanic material such as fly ash (FA), ground granulated blast furnace slag (GGBFS), alkali activated slag (AAS) etc. Lime and cement have been the fundamental binders for in situ stabilisation in local government road construction for past 30 years (15). Cement consisting of Portland cement with no more than five percent of another inorganic material is Portland cement (GP) and that consisting Portland cement with more than 5% of one or more appropriate inorganic materials may be called as blended cement (GB) (1). Cement improves resistance to moisture and develops good early strength (5). Cement disperse poorly in fine material and so lime is widely used as a construction expedient with heavy clays and with a plasticity index in excess of 10 (8). A pozzolan is defined as a siliceous or alumino siliceous material that in itself possesses little or no cementitious value, but which in finely divided form chemically reacts with calcium hydroxide released by the hydration of Portland cement or lime to form compounds possessing cementitious particles (1). There are some other types of additives available in Australia for example foamed bitumen, polymers (16). The use of some branded stabilisers is reported by council engineers. For example, Warrajay Pine Resin is used in one council in

VIC, Road Bond EN1 and Dustex are used in one council in SA and Endurazyme is used in one council in QLD. Portland cement is a rapid setting binder in comparison to blended cement, lime and pozzolanic materials. Serruto and Pardo (2000) have reported how effectively the slow setting binders particularly AAS can be effectively used in local road pavement stabilisation. Figure 5 shows the use of chemical additives in various Australian councils.

About 80% of the Australian councils that are involved in stabilisation of road pavements are using Portland cement as major chemical additive. GP is used in 100% of councils in QLD, 88% in VIC, 85% in SA and 63% in NSW. The use of blended cement (GB) is limited to less than 20% of the Australian Councils using chemical stabilisation. Lime is also used in 77% of the councils in NSW, 73% in VIC, 54% in SA and 49% in QLD. On average 66% of the Australian councils surveyed, who are involved in stabilisation of road pavements, are using lime as cementitious additive. Clayey gravel or gravel commonly with high plasticity index (PI) are used in about 56% of the local road pavements in Australia. Lime stabilisation is commonly preferred for materials having high PI. Another reason for wide use of lime is its higher working time between mixing and compaction (8 to 12 hours) in comparison to less working hour in the case of GP cement (2 to 3 hours) (12).

Ground granulated blast furnace slag (GGBFS) is commonly used in 53% of councils in NSW and 23% in VIC. Only one council in QLD reported the use of GGBFS whereas GGBFS was not reported to be used in SA. The use of fly ash is limited only to 43% of councils in QLD and 25% in NSW. One council each in Victoria and South Australia is using fly ash. It may be argued that comparatively higher production of quality fly ash in NSW and QLD has lead local government authorities to use such materials in road pavements (Lav and Kenny 1997). On average, GGBFS and fly ash are used by about 20% of the Australian councils using chemical stabilisation. Alkali activated slag (AAS) is reportedly used by only three councils in Victoria and two councils in New South Wales.

Local governments in different states use different stabiliser application rates and proportions in blending. For example GP is commonly used at an application rate of 3% in VIC, 2.5 to 5% in QLD, 4 to 5% in SA and 3 to 6% in NSW. Requirement of different target design UCS of CSPs may be a reason for this variability in use. Lime is applied at an application rate of 2 to 5% depending mostly on PI of pavement materials. Lime and GP are commonly used simultaneously in 50/50 proportion in VIC and SA, in 33/67 proportion in QLD. Fly ash is commonly used with GP at 20/80 proportion in SA, 25/75 in NSW, 25/75 and 50/50 in QLD. Comparatively use of lime/fly ash is less. Slag/lime is used at 85/15, 80/20, 75/25, 70/30 and 60/40 proportions. In some NSW councils, GP/slag/fly ash is used in 60/20/20 and slag/lime/fly ash is used in 30/50/20 proportion.

In addition to stabilisation of pavement base, chemical additives are used in stabilisation of pavement subgrade as well. Subgrade stabilisation is usually carried out to reduce moisture susceptibility, to improve PI and to improve California bearing ratio (CBR) strength to resist the traffic load and adverse environmental condition. GP and lime are commonly used in subgrade stabilisation in Australian councils.

3.4 Major modes of chemically stabilised pavement failure experienced

CSPs are bound or semibound and thus featuring more stiffness than unbound materials. Thus CSPs have more resistance to traffic axle load and are less prone to rutting/shoving, roughness or potholing failure. However, performance of CSPs also varies with the nature of pavement materials and chemical additives used. Figure 7 shows various failure modes in chemically stabilised pavements in Australian councils surveyed.

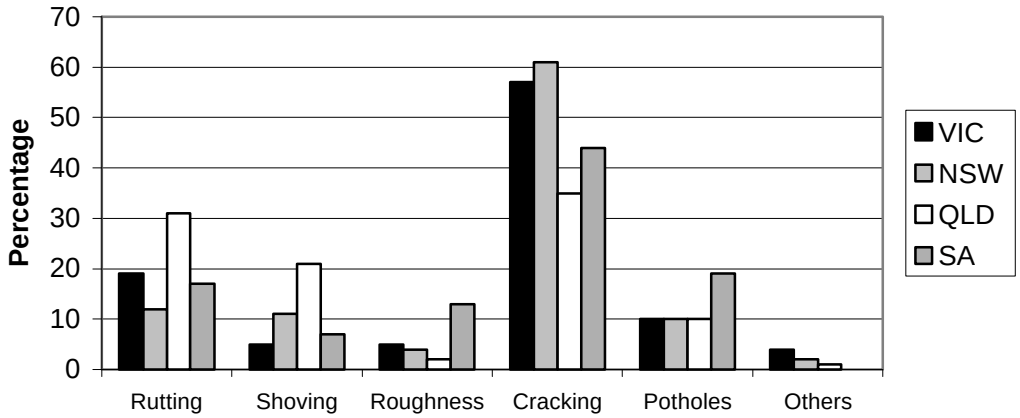


Figure 7: Failure modes in chemically stabilised local road pavements

Cracking is the major mode of failure in chemically stabilised pavements in Australian councils. About 61% of the CSPs in NSW, 57% in VIC, 44% in SA and 35% in QLD fail due to cracking. 52% of the CSPs in QLD councils undergo considerable rutting/shoving failure possibly due to use of marginal materials (gravel/clayey gravel) as major pavement materials. However 23% of the CSPs in NSW councils are facing rutting/shoving failures in comparison to failure of 41% unbound pavements due to rutting and shoving. This can be explained as improved performance of CSPs over unbound pavements. It may be noted that, rutting/shoving failure occurs in 24% of the CSPs in Victorian councils, which is less in comparison to failure of 28% unbound pavements due to this reason. On average about fifty percent of the CSPs in Australian councils, fail due to cracking, which is quite significant.

3.5 Reasons of pavement failures

There are various reasons for pavement failure in Australian councils. The major common reasons for both unbound pavements and CSPs are: inadequacy of surface drainage causing moisture build-up in pavement matrix and moisture changes in reactive subgrade resulting in subgrade deformation; ageing and oxidation of bituminous surfaced pavements; poor quality of pavement materials and other for example pumping fines from subgrade, thermal stresses, ingress of tree roots. In case of CSPs, poor construction quality including mixing depth, stabilisation dosage and curing appears to be significant reason for failure. Reasons of failure in chemically stabilised pavements as perceived by the council engineers are shown in Table 1.

Table 1: Reasons of failure in percentage in chemically stabilised Local Government road pavements in Australia

STATE	VIC	NSW	QLD	SA	AUS
Inadequate surface drainage	20	14	18	4	14
Subgrade deformation	10	16	25	27	20
Deterioration of pavement materials	7	10	5	18	10
Moisture building up in pavement matrix	4	6	10	1	5
Oxidation of bituminous surfacing	18	3	2	7	8
Ageing	5	5	0	7	4
Pumping of fines from subgrade	6	7	4	0	4
Thermal stresses	0	1	0	1	1
Ingress of tree roots	0	0	0	6	2
Unsatisfactory construction quality	4	10	5	2	5
Failure to achieve design flexural modulus	0	9	2	4	4
Poor control of mixing depth and dosage of stabilisation	4	9	15	2	8
Poor curing	2	1	7	1	3
Moisture changes in reactive subgrade	15	3	7	19	11
Others	5	6	0	1	3
Total	100	100	100	100	100

Inadequate surface drainage, moisture movements in pavement and subgrade deformations are considered to be the major reasons of failures in 50% of the unbound and chemically stabilised council pavements all over the Australia. In councils in QLD, about 70% of both unbound and bound pavements fail due to these reasons whereas about 50% fail in NSW, VIC and SA for the same factors. Relatively warm humid climatic environment may be a reason for such a high rate of pavement failure in QLD councils. Ageing and oxidation of bituminous surface cause failure in 24% of the unbound road pavements and poor construction quality causes failure in 20% of the unbound road pavements. Poor construction materials and quality result in failure in 30% of the chemically stabilised pavements whereas failure due to ageing and oxidation is comparatively low, in 12% of the CSPs in Australian councils. It may be noted that in councils in NSW, who leads the chemical stabilsation use, about 40% of chemically stabilised pavements fail due to deterioration of pavement materials, unsatisfactory construction quality, failure to achieve design flexural modulus, poor control of mixing depth, stabilisation dosage and curing.

3.6 Causes of cracking in chemically stabilised (in situ) pavements

Chemically stabilised pavements have two requirements namely, to withstand the traffic load and to enable a smooth riding surface. Figure 8 shows causes of cracking in chemically stabilised pavements in Australian councils.

CSPs are designed on the basis of design traffic load, subgrade strength and constructed to achieve desired unconfined compressive strength. Due to high or repetitive traffic loading, shrinkage and subgrade movement, cracks develop in the CSPs. It is evident that 41 to 45% of the cracking failure in chemically stabilised pavement result directly from shrinkage.

Moisture loss in CSPs causes shrinkage cracking due to restrained condition at sublayer interface and that in subgrade causes subgrade movement. Formation of shrinkage cracks allows water infiltration that weakens the subgrade and led to severe fatigue cracking in the pavement structure. Cracking due to shrinkage in CSPs may provide pathway for moisture movement in subgrade and hence may be considered as indirect cause of subgrade movement that is the second most important cause of cracking.

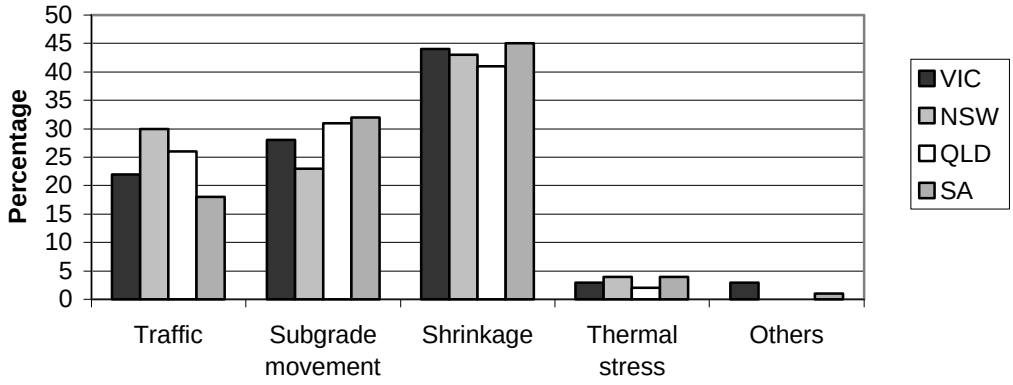


Figure 8: Causes of cracking in chemically stabilised local road pavements

Shrinkage cracking of CSPs can deteriorate the pavement performance by reducing the overall stiffness of the pavement system resulting cracking under traffic loading (3). Hence shrinkage may be considered as to have most significant direct or indirect contribution to various causes of cracking of CSPs, *i.e.*, 29% of cracking failure due to subgrade movement and 24% of cracking due to traffic loading. The councils in NSW and QLD, which use marginal materials (gravel/clayey gravel) as major pavement materials, face more cracking under traffic load in comparison to VIC and SA. On average, shrinkage is the major direct cause for 40% of the cracking in CSPs in Australia. Subgrade movement causes 29% of cracking in CSPs. About 24% of cracking in CSPs result from traffic loading.

3.7 Main reasons for hindering the wide use of in situ chemical stabilisation

Although chemical stabilisation is generally considered to have some positive advantages, it has not been widely used as a mode of rehabilitation of road pavements in Australian councils. Figure 9 shows various reasons for hindering the wide use of in situ chemical stabilisation in Australian councils, as appeared from the survey.

Survey has reflected that there is no standard mix design procedure and tools for prediction of performance in the case of chemically stabilised pavements similar to those developed for concrete structures. At this point, it is fitting to refer to a Austroads document on mix design for stabilised pavement materials currently being prepared and this document appears to take steps towards resolving uncertainty in mix design. As councils use marginal material to a considerable extent, uncertainty in design and performance of CSPs contributes to 38% of the reasons for restricted use of chemical stabilisation. Understanding of ideal methods to rehabilitate the degraded CSPs after design period is not very clear. The second most important issue is the cost effectiveness to the specific case. It is reported that the funds available with the councils are not adequate to take the ideal long-term measures for

rehabilitation and maintenance of the council roads. Thus the councils have to go for less expensive short time measures. Councils, where scope of rehabilitation work is less, chemical stabilisation may not be cost effective due to its considerable high cost of mobilisation of necessary plants and equipment. Councils in remote areas particularly fall under this category and they usually do not have necessary plant and good contractors. In the process of chemical stabilisation, especially during spreading of dry additives and compaction of stabilised pavements, people residing the adjacent roads may face some pollution effects and properties may get affected due to vibration. Construction of CSPs requires some specialised skills and equipment thus may be considered to be more difficult over traditional methods of construction. Another important reason is inadequate depth of pavements, especially in VIC and SA, where igneous crushed rocks are used as major pavement materials. Chemical stabilisation becomes ineffective in rehabilitation of thin pavements. It is interesting to note that average maintenance expenditure per kilometre of existing roads in NSW is reported to be less than half of the same in SA and about 70% of the same in QLD councils. It may be relevant to note that NSW councils does the maximum chemical stabilisation in Australia and definitely much higher than SA councils

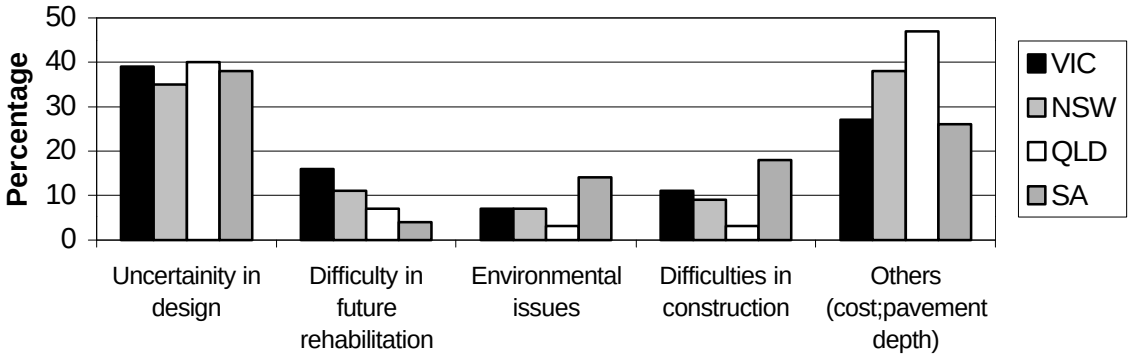


Figure 9: Reasons for hindering the wide use of in situ chemical stabilisation in local roads

4. SUMMARY

Igneous crushed rocks are used as major pavement materials in VIC and SA and thickness of most of the roads are between 100-150 mm. Councils in NSW and QLD use gravel or clayey gravels as major pavement materials and pavement depths are mostly between 150 and 250 mm. Councils in NSW and QLD experience more rutting and shoving failure of unbound pavements. Use of pavement materials is dictated by availability of such materials in/near the councils.

Inadequate surface drainage, moisture moments in pavement and subgrade deformations are the major reasons of failure in both bound and unbound council pavements all over Australia. In NSW councils (the leaders in use of chemical stabilisation), about 40% of chemically stabilised pavements fail due to deterioration of pavement materials; unsatisfactory construction quality; failure to achieve design flexural modulus; poor control of mixing depth, stabilisation dosage and curing.

Degraded unbound pavements in local councils are rehabilitated mostly by overlay or reconstruction. Victorian councils use overlay whereas the other state councils use full reconstruction as major rehabilitation method. About one fifth of the degraded council road pavements are rehabilitated by chemical stabilisation in Australia. NSW councils are leading the use of this method followed by QLD and VIC councils respectively. Use of this technology is comparatively less in SA councils.

Most of the councils involved with chemical stabilsation of road pavement use GP as the major stabilising agent. Lime is also used considerably in councils all over Australia. However councils in NSW leads in use of cement and lime. GGBFS is used in large scale in NSW only. Comparatively the use of GGBFS is less in VIC and QLD and nil in SA. FA is used by councils in NSW and QLD to some extent, due to availability of quality FA in adequate quantity from existing thermal power plants. One council each in VIC and SA use FA in pavement rehabilitation. Use of GB is less in comparison to GP, but is on gradual increase. Difference in the use of quantity and proportion of blending of stabilisers has been found in different states.

Cracking is the major mode of failure in CSPs all over Australia. However councils using gravel/clayey gravels appear experience significant rutting/shoving failures. For example about 50% of chemically stabilised pavements in QLD councils reported to have failed in rutting/shoving mode. Shrinkage is the foremost direct reason for cracking in chemically stabilised pavements in agreement with previous report by Wilmont and Rodway (1999). Subgrade movement is another key cause of cracking in pavements, which may be considered as an indirect outcome of shrinkage cracking in pavements.

Despite the notable general advantages like cost effectiveness and environmentally friendliness, the use of chemical additives is limited in pavement rehabilitation in the Australian councils due to some obvious reasons. Firstly, it appears that no standard mix design procedures incorporating a wide range of stabilisers and pavement materials is available at present. Due to want of theoretical understanding and design criterion considering possible shrinkage cracking as available in case of concrete, performance of this method becomes uncertain. Another key reason is the cost effectiveness to the specific case. In many cases due to paucity of adequate fund, councils has to go for short term less expensive measures *e.g.* overlay, although these methods becomes less cost effective in the long run. In some cases, especially in councils away from major cities, scope of chemical stabilisation work is small and thus it becomes less cost effective due to comparatively high cost of mobilisation of plants and equipment. Jones (1996) has reported that chemical stabilisation would be a viable method of construction for a considerable number of local roads that had over 20% of pavement failure. Councils, where pavement depths are relatively thin, it may not be feasible to construct chemically stabilised basecourses of sufficient thickness to prevent fatigue cracking for the required design life (16). However on average it is found that councils doing chemical stabilisation have less unit maintenance cost. For example, NSW councils have reported to maintain roads at a cost, less than half of the cost of maintenance for SA council roads.

ACKNOWLEDGEMENT

The support from Australian Research Council and Chadwick Geotechnical Testing Pty Ltd. is gratefully acknowledged. Special thanks are rendered to those who have extended their co-operation by review, trial and responding to the survey.

REFERENCES

1) AUSTROADS (1998), *Guide to stabilisation in roadworks*.
2) AUSTROADS (1997), *ROADFACTS'96*.
3) BULLEN, F. (1994), *The resilient moduli of cement treated materials*, Road and Transport Research, Vol. 3 No.2 June 1994.
4) JONES, E. (1996), *In situ stabilisation in local government*, BCC road note 50, March 1996.
5) KEARNEY, E.J. AND HUFFMAN, J. E.(1999), *Full-depth reclamation process, Transportation Research Record 1684*, Transportation Research Board(U.S.).
6) LAND TRANSPORT (2000), http://www.dotrs.gov.au/land/index.htm.
7) LAY, M.G. (1998), *Handbook of road technology*, ISBN: 90-5699-157-4, 1998, p 420-432.
8) LAY, M.G. (2000), *Lime stabilisation*, Highway engineering in Australia, November, 2000.
9) PARDO, L. (2000), *Application of newly developed stabilising additives in the rehabilitation of existing road pavements (local roads with light to medium traffic*), 4th ANZ Young Geotechnical Professionals Conference, Perth 2000.
10) ROBINSON, P., OPPY, T., AND GIUMMARRA, G. (1999*), Pavement materials in road building: Guidelines for making better use of local materials*, ISBN 0 86910 784 4.
11) SCHMIDT, A.T. (1997), *Roadbond E-N-ONE patented roadbase stabiliser proves its performance in South Australian trials*, Highway engineering in Australia, May/June 1997, p 3-9.
12) SERRUTO, M. AND PARDO, L. (2001), *Evaluation of stabilised marginal pavement materials using established and newly developed cementitious binders*, ARRB 20th Conference, Melbourne, March 2001.
13) VOROBIEFF, G. (1998a*), Performance and design of in situ stabilised local government roads*, Technology Transfer Seminar, January 1998.
14) VOROBIEFF, G. (1998b), *The Australian experience, National pavement stabilisation strategies for the future, Rotoura*, NZ, October 1998.
15) WILMOT, T, AND VOROBIEFF, G. (1997*), Is road recycling a good community policy?* 9th National Local Government Engineering Conference, August 1997.
16) WILMOT, T. AND RODWAY, B. (1999), *Stabilised pavements – selecting the additive: cementitious, polymer or bitumen*, The international congress on local government engineering & public works, August 1999.
17) YEO, R.E.Y and NEWMAN, G. (1998), *Stabilisation of marginal materials*, VicRoads Report No. Tr110, Project No. 695, 1998.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

RECICLADO IN SITU CON CEMENTO. EXPERIENCIA EN TERUEL (ESPAÑA)

IN SITU PAVEMENT RECICLYNG USING CEMENT. AN EXPERIENCE IN TERUEL (SPAIN)

Roberto Hombrados Cuadrillero
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Adjunto Director Comercial
Ronda, 9
28320 Pinto, Madrid (España)
rhombrados@probisa.com

RESUMEN

Los reciclados in situ con cemento suponen una alternativa de rehabilitación estructural para los firmes, especialmente en los flexibles que se encuentran deteriorados debido fundamentalmente al agotamiento por fatiga de las capas granulares y bituminosas que las componen. Las ventajas ya consabidas de esta técnica, especialmente de tipo económico, ambiental y estructural, son complementadas por la facilidad y rapidez de la ejecución en obra.

Este tipo de rehabilitación se ha utilizado recientemente en la carretera TE-V-1331, en el tramo Andorra - Venta de la Pintada (Teruel), como solución alternativa a la de proyecto, basado en un refuerzo con mezcla bituminosa en caliente. Más de la mitad del tramo ha correspondido a la ejecución de nueva traza, con sus desmontes y terraplenes, mientras que en el resto del tramo se ha realizado una rehabilitación del firme existente.

El acondicionamiento de la carretera ha implicado tres actuaciones: modificación de la traza, ensanche de la calzada, y finalmente, rehabilitación estructural del firme. El reciclado con cemento se ha realizado en todo el tramo, mediante aporte de material granular, por lo que más que un reciclado podríamos hablar en este caso de un estabilizado con cemento, aunque no se haya tratado de un material perteneciente al cimiento del firme.

ABSTRACT

In situ pavement recycling using cement is an alternative for common pavement rehabilitation techniques, especially for flexible ones that are in a very bad state due to fatigue pathology suffered by their layers, both bituminous and granular. Besides the well-known advantages of this technique, basically regarding economical, environmental and structural reasons, there are some others, such as a greater easiness and quickness in the construction process.

This kind of rehabilitation has just been performed in road TE-V-1331, between Andorra and Venta de la Pintada (in the province of Teruel, Spain), as an alternative solution to the original one that was projected, based on a pavement strengthening using a hot bituminous mix. More than half of the road section corresponds to a new road alignment, with its new cuts and embankments, and, on the other hand, in the rest of the section a rehabilitation of the former pavement has been performed.

The works in this road meant three different effects: horizontal alignment improvement, carriageway width enlargement, and finally, pavement structural rehabilitation. Recycling using cement has been performed in the whole road section, by means of the addition of aggregates over either the subgrade or the former pavement, depending on the road section. So, in this case, instead of a recycling process, it could be called a stabilization, though the layer that has been processed has not been the subgrade.

INTRODUCCION

Las técnicas de construcción y conservación de carreteras se enfrentan hoy en día a la necesidad de optimizar los recursos materiales y humanos, ser económicamente competitivas y sobre todo, respetuosas con el medio ambiente. Estas necesidades implican el aprovechamiento y/o reutilización de los materiales locales, evitando costes innecesarios de transporte, uso de la energía, y siendo ambientalmente sostenibles.

El reciclado in situ con cemento es una técnica que ofrece distintas ventajas, fundamentalmente de tipo técnico, económico y ambiental, dotando al firme tratado de un aumento de la capacidad portante y de la estabilidad a cambios climáticos, facilitando además la posibilidad de efectuar ensanches en la plataforma de la carretera, evitando la construcción de cuñas estrechas de ensanche, que casi siempre suelen dar problemas. Desde principios de los años 90 se ha ido implantando progresivamente esta técnica en España. Actualmente, los equipos de reciclado disponen de una maquinaria fabricada exclusivamente para este fin, permitiendo reciclar espesores de hasta 50 centímetros, unido a un alto rendimiento de los mismos.

Probisa, que desde su creación se ha identificado con la necesidad de aplicar técnicas que preserven los valores medio ambientales y, al mismo tiempo, que permitan aprovechar los materiales existentes, se introdujo en la técnica de reciclado en frío in situ en 1.998. Desde entonces, ha reciclado más de 3.500.000 m^2, de los cuales más del 50% lo han sido con cemento.

DESCRIPCION DE LA OBRA

La obra de reciclado tuvo lugar en la carretera TE-V-1331, en el tramo Andorra – Venta de la Pintada (Teruel), perteneciente a la Red de carreteras de la Dirección General de Aragón. La longitud del tramo en cuestión es de 17 km, de los cuales aproximadamente el 80% correspondían a la ejecución de nuevos desmontes y terraplenes, siendo ahí la sección tipo de nueva construcción (sobre una coronación de al menos 50 cm de suelo seleccionado), y el resto era objeto de la rehabilitación de la traza existente.

La solución de proyecto para la rehabilitación consistía en un refuerzo con mezcla en caliente convencional, de 12 cm de espesor. Sin embargo, se presentó a la Dirección de Obra una alternativa de rehabilitación mediante reciclado in situ con cemento, de tal forma que no sólo se aprovecharan las ventajas económico-ambientales ya conocidas de esta técnica, sino que además se realizara un ensanche de la calzada, pasando de una anchura de 5 a 8 m.

Los datos de partida que se poseían eran los siguientes:

1. *Sección del firme existente*, formado por las siguientes capas:

   - Doble tratamiento superficial, como capa de rodadura
   - Capa de base de zahorra natural, con un espesor medio superior a 20 cm.
   - Cimiento de suelo seleccionado, de CBR superior a 20 (explanada tipo E3)

2. *Tráfico*, entre 50 y 100 vehículos pesados / día (tipo T3).

3. *Estado del firme.* El pavimento existente antes de la ejecución de la obra se encontraba envejecido y fisurado, presentando deformaciones en distintas zonas, con numerosos saneos realizados a lo largo del tiempo.

Finalmente, la alternativa a la de proyecto consistió en un espesor de reciclado de 30cm, y una refuerzo con mezcla bituminosa en caliente de 8 cm, sección que es superior en términos de capacidad portante, según las hipótesis convencionales de dimensionamiento de firmes, asemejando siempre las características estructurales de la capa de reciclado a las de un suelocemento (valor medio entre 1.500 y 4.000 MPa, según se adopta en el análisis de tensiones y deformaciones y estudio de fatiga de secciones estructurales de la Instrucción de Carreteras 6.1-IC), al no disponer de más información en fase de proyecto.

Las fases del dimensionamiento de la solución alternativa del firme fueron las siguientes:

- Determinación de las tensiones y deformaciones más desfavorables de cada capa, mediante un análisis estructural multicapa en ambas soluciones (proyecto y modificada).

- Cuantificación de los ejes equivalentes que soportan las secciones de proyecto (N_{proy}) y modificada (N_{mod}), mediante cálculo a fatiga de los materiales que las componen.

- Comprobación de que el coeficiente de seguridad (N_{mod}/N_{proy}) es superior a la unidad.

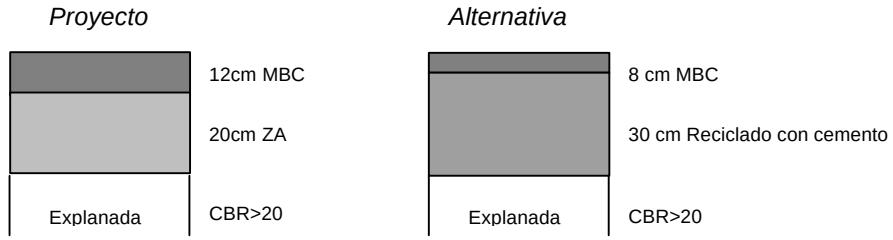


Fig.1. Secciones tipo de proyecto y modificada

Con el objeto de respetar en todo momento el espesor inicial del paquete de firme, se extendió un espesor de 30 cm de suelo seleccionado de alta capacidad portante a lo largo de todo el tramo, con el objeto de poder reciclarlo/estabilizarlo posteriormente. En los tramos de la obra que coincidían con la antigua traza, el firme existente servía directamente como explanada para la nueva sección tipo.

DESCRIPCION DE LA MAQUINARIA

La maquinaria empleada en la obra se centró en una recicladora WR2500 y un mezclador agua-cemento WM1000, propiedad ambos de Probisa.

Recicladora WR 2500

Se encuentra especialmente adaptada para los reciclados de firmes y las estabilizaciones a gran profundidad. Al no disponer de regla de extendido necesita el empleo de una motoniveladora para extender y nivelar el material reciclado y/o estabilizado.

Trabaja en un ancho de 250 cm. y puede fresar hasta una profundidad máxima de 50 cm, y posee gran maniobrabilidad, ya que se mueve sobre cuatro grandes neumáticos motrices orientables.

Dispone de un regulador automático de potencia que actúa automáticamente sobre el sistema hidráulico de la transmisión, permitiendo en todo momento al motor recuperar su par máximo.

El volumen del material reciclado varía en función del espesor: cuanto mayor sea, mayor es el volumen de la mezcla. Por este motivo la recicladora dispone de una carcasa de capacidad variable para el tratamiento continuo y homogéneo de los materiales, de tal forma que permite obtener una alta calidad de la mezcla sin perder en ningún momento la fuerza de tracción necesaria.

La nivelación longitudinal y transversal se consigue mediante un sistema electrónico de ultrasonidos. La dosificación combinada de agua y lechada de cemento se realiza a través de un microprocesador que regula mediante una bomba volumétrica la cantidad necesaria de cada componente a utiliza en función del ancho de trabajo, profundidad de fresado y velocidad de traslación.

Mezclador agua-cemento WM 1000

La dosificación de agua se realiza volumétricamente mediante una bomba de desplazamiento positivo, mientras que el cemento dosifica mediante pesada de alta precisión. La proporción agua-cemento se fija y controla mediante un ordenador que regula la cantidad de lechada de cemento (o de cal) a proporcionar en el reciclado en función de los parámetros del mismo (velocidad, profundidad, densidad, anchura, etc.).



Fig.2. Recicladora WR2500 y Mezclador WM1000

Esta unidad dispone de un silo para cemento de 25 m^3 y un depósito de agua 10 m^3, siendo la capacidad máxima de mezclado es de 1000 kg/min. El aprovisionamiento de agua se realiza en marcha mediante la conexión de mangueras desde la cuba a esta unidad.

Tren de reciclado

El tren de reciclado completo en la obra era el siguiente:

- Mezclador.
- Recicladora.
- Cisterna de agua, de 20.000 litros de capacidad.
- Motoniveladora.
- Compactador metálico vibratorio de 18 toneladas.

DESARROLLO DE LA FORMULA DE PROYECTO

El desarrollo de las fórmulas de trabajo se realizó en el Centro de I+D de PROBISA. Normalmente se suelen determinar los espesores de cada capa del firme que va a ser reciclada según catas extraídas al efecto, pero en este caso, y dado que el único material que iba a ser reciclado (estabilizado) era el material granular de aportación, no hizo falta más que determinar las características del mismo en cuanto a granulometría, equivalente de arena, humedad natural y plasticidad. Los resultados fueron los siguientes:

- Equivalente de arena: 12
- Indice plasticidad: 6 (LL=20; LP=14)
- Humedad natural (%): 5,2
- Granulometría:

UNE (mm)	**80**	**63**	**50**	**40**	**32**	**25**	**20**	**12.5**	**10**	**6.3**	**5**	**2.5**	**1.25**	**0.63**	**0.32**	**0.16**	**0.08**
% Pasa	100	93	91	88	82	79	73	62	57	49	46	37	33	29	25	22	19.2

Con objeto de simular la degradación que se produce como consecuencia del fresado, este material compuesto se pasó por una machacadora de mandíbulas. A continuación con la muestra degradada se realizó el ensayo Proctor modificado para la determinación de la densidad máxima y la humedad óptima de compactación:

- Densidad máxima (g/cm^3): 2,14
- Humedad óptima (%): 7,5
- CBR (al 95% $d_{máx}$): 24

Por último se fabricaron series de probetas con diferentes contenidos de cemento y se compactaron con martillo vibrante según la norma NLT-310, evaluándose la resistencia a compresión simple a los 7 días (98% humedad; 20ºC). Los resultados fueron los siguientes:

Cemento (%)	2	3	4
Humedad compactación (%)	7,0	7,1	7,0
Densidad en seco (g/cm^3)	2,140	2,146	2,150
Resistencia (kg/cm^2)	29,6	35,2	44,2

Con ello, se estimó el porcentaje óptimo de cemento II-AL-32,5 en un 2,5%, y la relación agua/cemento se ajustaría en obra a un 1/1 aproximadamente.

EJECUCION DE LA OBRA

La obra se desarrolló entre el 23 de Mayo y finales de Julio de 2.001, y la superficie total reciclada fue de 136.000 m^2. El rendimiento diario fue de 5.000 m^2, estando en todo momento el tramo cerrado al tráfico.

La operación de reciclado se ejecutó en 4 pasadas para cubrir los 8 metros de anchura, cerrando los inyectores en los solapes, de tal forma que no hubiera ningún tipo de dosificación adicional de cemento en esas zonas. La compactación se realizaba mediante 3 pasadas completas de rodillo, de tal forma que se alcanzara como mínimo el 95% de la densidad de proyecto.



Fig.3. Motonivelación del material reciclado



Fig 4. Compactación del material reciclado

Dado que las temperaturas durante los días de la obra fueron muy altas (superiores a 35ºC en las horas centrales del día), con objeto de impedir la rápida evaporación del agua necesaria para el fraguado de la mezcla, se cuidó especialmente la humedad mediante regado continuo del la capa reciclada, con un consumo medio diario de 100-110 m^3 de agua. A partir del cuarto día del comienzo de la obra, se dispuso de riego emulsión tipo ECI para sellado de los tramos ejecutados.



Fig.5. Capa reciclada y parcialmente sellada con emulsión

Las incidencia más destacable surgida durante la obra fue la creación de un sistema de cribado para eliminar los bolos de material granular superiores a 100 mm. Para ello se creó una criba en la cantera, de tal forma que el material que portaban los camiones no tuviera ningún tipo de rechazo posterior en obra.



Fig. 6. Cribado del material granular

CONTROL DE CALIDAD

Durante la ejecución de la obra se fue realizando un control, tanto sobre muestras del material reciclado, en el laboratorio de control de obra, como sobre la capa reciclada, in situ. Los ensayos que se realizaron fueron los siguientes:

- Densidad in situ por el método nuclear.
- Resistencia a compresión simple de probetas (NLT-310)

Los resultados globales se presentan a continuación:

Compresión simple de probetas (valores medios):

Edad (días)	Resistencia probetas (Kg/cm^2)
3	16
7	27

Densidades in situ por método nuclear (valores medios):

Densidad (g/cm^3)	Humedad (%)	Compactación (%)
2,22	8,2	99,1

EVOLUCION DE LA OBRA

A la fecha de redacción de este artículo no se ha cumplido todavía el plazo de finalización de la obra. No obstante, por la experiencia adquirida a través de todas las obras similares a la presente hasta hoy ejecutadas, no se prevé ningún tipo de anomalía en el comportamiento de la capa reciclada una vez abierta la carretera al tráfico.

CONCLUSION

Esta obra permite confirmar, una vez más, que el reciclado con cemento es una alternativa eficaz a las actuaciones refuerzo convencional, como ya se conocía, siendo la finalidad técnica del reciclado la de restituir las propiedades originales del material que se fresa o incluso mejorarlas. Estas propiedades son básicamente:

- La capacidad estructural, vinculada a la resistencia mecánica (estabilidad).
- La resistencia a la acción del agua.
- La resistencia a la fatiga, parcial o totalmente consumida en el material original.

Los resultados obtenidos muestran que la calidad final del firme rehabilitado mediante un reciclado in situ en frío es análoga, cuando no superior, a la que se obtiene mediante los procesos convencionales. Los valores para el módulo de rigidez de una mezcla reciclada con cemento pueden llegar a 6.000 – 7.000 MPa, tras el correspondiente período de maduración de la mezcla.

Sin embargo, el dimensionamiento de firmes reciclados no es un tarea sencilla, ya que no existe un comportamiento caracterizado a fatiga de un material tan heterogéneo. Es por ello que para poder aproximar y optimizar una solución de este tipo debe de disponerse, como premisa fundamental, de la mayor información posible de partida (auscultación deflectométrica, edad del firme, caracterización de los materiales, espesores de las capas, etc.), para así poder disponer de las herramientas disponibles, ya sean analíticas o de instrucciones o recomendaciones existentes, para definir una solución de reciclado.

El problema de la reflexión de la fisuración por retracción debe evitarse en todo momento, mediante la realización de juntas o cortes transversales en el material reciclado, pero operativamente es poco viable. Para conseguirlo, pues, no se debería efectuar un refuerzo de mezcla bituminosa, sobre la capa de reciclado, con espesor inferior a 8 cm, evitando así en lo posible la reflexión de las grietas en la superficie de rodadura, tal y como se hizo en la presente obra.

BIBLIOGRAFÍA

(1) Hombrados, R. *Informe modificación sección estructural de proyecto de la TE-V-1331. Justificación tensodeformacional*. Enero 2000.

(2) Probisa. Departamento de Reciclado. *Informe de la Obra de Reciclado realizada en la carretera TE-V-1331*. Julio 2001.

(3) IECA. *Manual de firmes reciclados in situ con cemento*. 1999.

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

RECICLADO CON CEMENTO DE UNA CARRETERA DE MONTAÑA EN ALICANTE (ESPAÑA)

IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT OF A MOUNTAIN ROAD IN ALICANTE (SPAIN)

Antonio Medina García
Jefe de la Demarcación Norte de Carreteras
Diputación Provincial de Alicante
Tucumán 8
03005 Alicante (España)
amedinag@dip-alicante.es

RESUMEN

La obra objeto de esta comunicación ha acometido el acondicionamiento de un tramo de 6 km de la carretera Villajoyosa a Sella, en la comarca de la Marina Baja, Alicante.

La plataforma previa era estrecha, entre 5 y 6 m, y el firme de la misma muy heterogéneo, con sucesivos tratamientos superficiales sobre una base de macadam y gran cantidad de parches localizados. El peralte solo existía en ciertas curvas muy singulares.

El proyecto original contemplaba, en variantes y cuñas de ensanche, 40 cm de zahorras artificiales y 9 cm de mezclas bituminosas. Para los tramos aprovechables de la calzada existente, estaba previsto una regularización y capa de rodadura de 4 cm de mezcla bituminosa. La relación entre la superficie de calzada existente y la superficie de nueva ejecución era de un 60% frente a un 40 %.

Esta sección fue modificada por la siguiente: 20 cm de suelo cemento y 8 cm de mezcla bituminosa, sección prevista para un tráfico T41. El suelo cemento se ha realizado mediante reciclado in situ del firme existente y de cuñas de ensanche constituidas por zahorras naturales, obteniéndose resistencias homogéneas con ambos materiales, superiores a 25 kg/cm^2. La dosificación de cemento ha sido del 3 %.

Con el firme reciclado se han obtenido las ventajas siguientes:

La mejora sustancial del trazado. Se ha mejorado el perfil longitudinal al definir una rasante geometrizada, que no existía en el proyecto inicial. También se han ajustado los peraltes a la norma.

Económica. Se ha reducido en un 25 % el coste para la administración del capítulo de firmes.

Estructural. El firme ejecutado es mucho más homogéneo que el previsto inicialmente. La recicladora realizaba una mezcla en profundidad y también un solape entre bandas de reciclado. En cuanto a la capacidad estructural de la sección, se ha justificado su mayor competencia respecto a la del proyecto inicial.

ABSTRACT

This paper describes the reinforcement of a road stretch 6 km long, between Villajoyosa and Sella, in the region of Marina Baja in Alicante.

The previous platform was narrow, between 5 and 6 meters, with a wide cross section of pavement constituted by consecutive wearing courses over a macadam base, and a huge quantity of patches. Only the most singular curves were banked.

The original project specified, in bypasses and widening, an unbound granular base 40 cm thick and an asphalt concrete layer 9 cm thick. For the remaining sections a reinforcement of 4 cm of asphalt concrete was planned. The ratio between the existing and new constructed road surface was of 60% opposite to 40%.

Pavement was changed by 20 cm of soil cement and 8 cm of asphalt concrete corresponding to a T41 traffic class. Soil cement was executed by means of in situ pavement recycling. A granular material was previously laid on widening. The mechanical resistance obtained in both, road section and widening, was similar and higher than 25 kg/cm^2. Cement content was of 3%.

The following advantages were obtained with the pavement recycling:

An improvement of alignment. The longitudinal profile has been improve by defining a geometrical slope that did not exist in the original project. Banks has been also adapted to the Spanish provisions.

Pavement cost has been reduced in a 25%.

The constructed pavement is much more homogeneous than previously planned. The recycling equipment produced a deep treatment and also an overlapping between recycled strips. The structural capacity of the pavement is higher than the planned in the original project.

1. INTRODUCCIÓN

En la presente comunicación se tratará de dar una idea general del proceso de ejecución de un reciclado de firme en la carretera provincial CV-770 (Villajoyosa a la CV-70 por Sella y Alcoleja), localizada en la comarca de la Marina Baixa, en la provincia de Alicante.

La finalidad del reciclado ha sido la formación “in situ” de una base de suelo cemento con suficientes garantías, sobre la que asentar la capa de rodadura de nueva ejecución.

En el tiempo disponible para esta comunicación intentaremos transmitir el conjunto de condicionantes de obra que nos llevaron a elegir este tipo de solución, novedosa en las obras de la Diputación Provincial de Alicante se refiere.

Tras comentar la situación inicial de la carretera y las características del proyecto inicial, procederemos a exponerles la problemática aparecida, las soluciones adoptadas, y las experiencias obtenidas.

2. SITUACIÓN INICIAL

Las obras consistieron en la ejecución del proyecto denominado “Mejora y Ensanche de la carretera A.P.-1.731 desde el p.k. 6,200 al p.k. 12,245”. Se trataba de un proyecto redactado por encargo de la Diputación Provincial de Alicante en el año 1.993.

Consistía en la mejora del trazado y ensanche de la plataforma de una carretera localizada en el término municipal de Orcheta, en un entorno orográfico con un relieve asimilable a un terreno “ondulado” o “accidentado” según los diferentes tramos de la misma. La carretera existente, localizada en las estribaciones de la Sierra de Orcheta de 700 m de altura y recayente hacia los márgenes del embalse del Amadorio entre los cauces de los ríos Sella y Amadorio, tenía un trazado muy sinuoso. La plataforma existente era estrecha, entre 5 y 6 m según las zonas; y el firme de la misma era muy heterogéneo, pues constaba básicamente de una capa de macadam con sucesivos tratamientos superficiales, algún refuerzo de aglomerado en ciertos tramos y gran cantidad de parches localizados realizados en sucesivas actuaciones de conservación por la propia brigada de obras de la Diputación Provincial de Alicante. El peralte solo existía en ciertas curvas muy singulares. El tráfico circulante, a pesar de ser una carretera secundaria, tenía proporcionalmente un importante componente de vehículos pesados, procedentes de una cantera de áridos de una empresa de aglomerado asfáltico que hay en explotación en las inmediaciones.

El clima del área es de tipo mediterráneo, con un marcado estiaje y precipitaciones anuales del orden de 350 mm. En cuanto a los suelos, preponderan las margas y gravas arenolimosas, con afloraciones de calizas, yesos y arcillas.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Básicamente, la mejora consistía en el ensanche de la plataforma de la carretera a 8 metros (carriles de 3 m y arcenes de 1 m), y la modificación del trazado en planta, mejorando radios en curvas y dotando a toda la carretera de peraltes, comprendiendo la ejecución de algunos tramos de nueva planta, con el abandono otros de trazado deficiente.

En los tramos en los que el trazado existente se mantenía o solo se modificaba levemente, el procedimiento constructivo previsto para el ensanche consistía en la ampliación de la plataforma mediante desmonte de taludes laterales o recrecido de los terraplenes, con el cajeo de las bermas y la ejecución de un firme de ensanche compuesto por una sub-base de 20 cm de zahorras artificiales, una base de otros 20 cm de zahorras artificiales y una capa de bituminosa de 9 cm de espesor compuesta por 5 cm de S-20 calizo y 4 cm de S-12 porfídico.

El tratamiento sobre la calzada existente (que suponía un 60 % de la superficie total del nuevo pavimento), consistía en el extendido de una capa de regularización y la extensión a toda la superficie de la capa de rodadura prevista para los ensanches.

La sección tipo de firme para los tramos de nueva planta era idéntica a la del ensanche de la carretera.

El proyecto sin embargo, no establecía una definición geométrica del perfil longitudinal, excepto en los tramos en variante, determinándose que se limitaría a copiar la rasante existente, una vez regularizada. En cuanto al peralte, se establecía una dotación a nuestro juicio insuficiente, consistente en valores mitad de los previstos en la antigua norma de trazado.

4. PROBLEMÁTICA DEL PROYECTO

El proyecto se licita en el año 1998, conforme al documento redactado en 1993 y que ha servido de soporte para la expropiación de los terrenos, sin que se haya efectuado ninguna actualización de precios ni modificación técnica del mismo. La obra es adjudicada a una empresa constructora de reciente creación, con ganas de introducirse en el mercado y que oferta una baja de 6,78%.

El tramo de la carretera que se pretende mejorar forma parte de la comarca de la Marina Baixa. Comarca que a rebufo de la construcción del Parque Temático de Terra Mítica y todas las infraestructuras viarias complementarias, está sufriendo una eclosión de obra civil y edificación, existiendo decenas de obras de urbanización en marcha en toda la zona.

Los problemas que se presentan son numerosos:

1. Con una demanda de áridos y de zahorra artificial muy por encima de la oferta disponible en la zona, más aún para las cantidades que necesita una obra viaria de este tipo; a una distancia lo suficientemente próxima a la demanda como para sufrir la competencia de otras obras, y al tiempo lo suficientemente alejada como para no ser rentable transportarla hasta la carretera que nos ocupa, se presentaban graves problemas de suministro, o al menos, a precios lo suficientemente razonables para asumir unas perdidas no prohibitivas para la viabilidad de la obra.

2. La utilización de los materiales de los desmontes resultantes de las modificaciones y mejoras del trazado en planta no presentan características adecuadas para la elaboración de zahorras.

3. La búsqueda de posibles préstamos ajenos a la propia obra son infructuosos, la tipología geológica de toda la zona del entorno es similar a la geología que atraviesa la traza de la carretera, y por lo tanto sus utilidades son similares.

4. La última opción disponible es la de recurrir a una planta de cribado que con la mezcla y posterior corrección granulométrica de los materiales disponibles en la zona se pueda generar una cantidad suficiente de zahorras artificiales aptas para su uso en la ejecución de la carretera. Si bien esta solución plantea serios problemas de localización de la planta, doble transporte de los materiales desde el desmonte o préstamo hacia la planta y desde la planta al tajo de utilización. Hay que considerar también, los problemas de ruidos, polvo y demás problemas medioambientales.

5. PROPUESTA DE RECICLADO

Debido a la problemática existente en cuanto a la disponibilidad de zahorras artificiales para la ejecución del ensanche de la plataforma, se plantea entonces la posibilidad de la utilización de los materiales existentes en la zona con la adición de un conglomerante, para obtener una mejora de sus características mecánicas y su capacidad portante. Posibilidad que finalmente se adopta.

Se plantea entonces la alternativa de elección entre el conglomerante hidráulico como el cemento o el ligante bituminoso. Tras un tanteo económico, se adopta el cemento, teniendo en cuenta los precios en ese momento de mercado (11.500 pts/t frente a 22,000 pts/t de la emulsión rápida).

Una vez decidido el conglomerante, en cuanto a su forma de ejecución, se debe elegir entre una mezcla “in situ” o una mezcla en central. Valorando ambas soluciones tenemos que:

1. Una mezcla en central ofrece un mejor control de la dosificación prevista y una mayor garantía en cuanto a la mezcla entre el suelo y el conglomerante hidráulico; si bien se tiene el inconveniente de la necesidad del montaje de una instalación fija o el tener que recurrir al uso de una planta existente muy alejada de la obra.

2. Una mezcla “in situ” al uso tradicional tiene el inconveniente de tener que realizar la mezcla sobre el tajo de aplicación, no disponiendo de una garantía de dosificación y ni mucho menos de homogeneidad de la mezcla. Dificultades que se multiplican en el caso concreto de la necesidad de formación de pequeños ensanches de la plataforma existente, sin disponibilidad de espacio físico para su operación y con gran afección y molestia sobre parte de la calzada existente.

3. Existía sin embargo una tercera opción más moderna, que compatibilizaba al tiempo la realización de una mezcla “in situ” sobre el tajo, con una dosificación permanentemente controlada. Todo ello mediante la aplicación de un proceso mecanizado autopropulsado

que generaba una sustitución del firme existente por una nueva capa de suelo cemento ya colocado en su emplazamiento definitivo y copiando la rasante encontrada, únicamente a falta de su compactación definitiva. Era realmente un proceso de reciclado integral del firme existente, aprovechando los materiales que lo componen para la formación de una capa de base de características mejoradas, y con el aliciente de ofrecer una solución económicamente más competitiva frente al resto de soluciones planteadas. Es finalmente por todo ello que se opta por la aplicación de un reciclado "in situ" del firme.

4. Una vez decantados por esta opción, se decide el aprovechar al máximo todas las posibilidades del sistema elegido, planteando el reciclado total de la calzada existente. Recordemos que, exceptuando los ensanches y los tramos de carretera de nueva planta, únicamente estaba previsto en el proyecto original un bacheado localizado y un reasfaltado posterior de la capa de rodadura en toda la anchura de plataforma. Aprovechando las capacidades de este sistema de reciclado, se opta por la mejora integral de la carretera, configurando esta con los peraltados y bombeos correspondientes a su nuevo trazado geométrico en planta, los cuales no se contemplaban en el proyecto inicial.

6. DEFINICIÓN TÉCNICA DEL FIRME EJECUTADO

Como ya hemos comentado anteriormente, el proyecto original contemplaba, para los tramos de nueva planta y para los ensanches laterales de la calzada, la ejecución de un firme tradicional, compuesto por una sub-base de 20 cm de zahorras artificiales, una base de otros 20 cm de zahorras artificiales y una capa de bituminosa de 9 cm de espesor compuesta por 5 cm de S-20 calizo y 4 cm de S-12 porfídico. Para los tramos aprovechables de la calzada existente, estaba previsto únicamente una capa de regularización y una capa de rodadura de 4 cm de S-12 porfídico. La relación entre la superficie de calzada existente y la superficie de nueva ejecución era de un 60% frente a un 40 %.

Pero, una vez decididos a estudiar la viabilidad de ejecutar un reciclado del firme existente para la formación de una capa de base de suelo cemento, se planteaba la necesidad de dimensionar una sección tipo de firme equiparable a la inicialmente prevista. La sección prevista en proyecto para ensanches y tramos en variante, no correspondía exactamente con ninguna de las recogidas en la instrucción 6.1-IC y 6.2-IC "Secciones de firme".

Sin embargo, para poder proceder a un tanteo inicial que nos permitiera empezar a hacernos una idea de la viabilidad económica de modificar la sección de firme, adoptamos inicialmente la hipótesis de que íbamos a disponer de una explanada E2, con lo cual podíamos equiparar la sección definida en el proyecto con la sección nº 421 de la instrucción de firmes (para un tráfico tipo T4 y una explanada tipo E2) compuesta por 20 cm de zahorras naturales, 20 cm de zahorras artificiales y 5 cm de mezcla bituminosa. Y esto, con tal de suponer que esta sección de firme sería reforzada a continuación con 4 cm de rodadura porfídica, para llegar a conseguir la sección completa definida en el proyecto. Este pavimento sería además ejecutado en toda la anchura, abarcando calzada existente previamente regularizada y el ensanche de nueva ejecución.

La misma instrucción plantea como sección alternativa en las mismas condiciones (T4-E2), la ejecución de una capa de base de suelo cemento de 22 cm de espesor (siempre sobre una explanada con superficie estabilizada), y una capa de mezcla bituminosa de 8 cm.

Hemos considerado excesivamente conservadora esta sección propuesta por la instrucción, en base a la comparación con otras recomendaciones existentes. Así por ejemplo, la Junta de Castilla y León dispone de unas Recomendaciones para el Dimensionamiento de Firmes. Según ellas, las categorías de tráfico T2, T3 y T4, se subdividen en otras categorías, con el fin de optimizar el dimensionamiento al tráfico que realmente tenga que soportar el firme.

En este momento se procedió a la determinación real de la explanada existente a lo largo de la traza, para poder ajustar la sección inicialmente tanteada. Para ello se realizaron seis catas sobre el borde de la carretera, de 1,25 m de profundidad media, distribuidas lo largo de la traza de la carretera, y efectuadas todas ellas en presencia de personal técnico del laboratorio de control de calidad de la propia Diputación Provincial de Alicante. De tres de ellas se tomaron muestras para la determinación del índice CBR, obteniéndose resultados siempre superiores a un índice de 30 para una densidad igual al 100% de la densidad máxima Proctor Modificado.

Conocida la disponibilidad de una explanada tipo E3, con un índice CBR > 20 en todos los casos, restaba únicamente determinar el espesor de la capa de suelo cemento y la de su capa de mezcla bituminosa complementaria. Conforme a las recomendaciones de la Junta de Castilla y León, la categoría de tráfico de vehículos pesados y la sección de firme con suelo cemento se escalonaba de la siguiente forma:

- T41 para IMDp entre 50 y 25 vehículos, 20 cm de Suelo Cemento y 8 cm de Mezcla bituminosa.
- T42 para IMDp entre 12 y 25 vehículos, 25 cm de Suelo Cemento y un Doble Tratamiento Superficial.
- T43 para IMDp menor de 12 vehículos, 20 cm de Suelo Cemento y un Doble Tratamiento Superficial.

Finalmente, en base a los aforos realizados y la previsión de crecimiento del tráfico en el futuro, se optó por una sección tipo T41, con la salvedad de que por motivos de ajuste al presupuesto del contrato, se decidió ejecutar las capas de mezcla bituminosa en dos fases. En una primera, incluida en el contrato, se ejecutaría una capa de 6 cm de mezcla S-20 con árido calizo. En una segunda fase, a realizar en un futuro próximo con cargo a otro contrato, se extendería una capa de rodadura porfídica a lo largo de toda la obra, con un espesor que podría ser de 4 o 5 cm. De esta forma disponemos de la ventaja adicional de poder observar el comportamiento del firme en servicio, y de realizar una auscultación mediante la medida de las deflexiones, que nos permitirá ajustar el espesor del futuro refuerzo y reducir el coste.

La sección completa tendrá finalmente unos espesores que sobrepasen a los previstos en las secciones de firme Nº421 de la Instrucción de firmes, y T41 de las Recomendaciones de Castilla-León, que como hemos justificado, podrían considerarse estructuralmente similares a la de proyecto. Y esto sin incrementar el coste presupuestado, tal como se comentará en un apartado posterior.

Una vez definida la sección tipo, se procedió a la determinación de la formula de trabajo del suelo-cemento. La finalidad era conseguir unas resistencias características a 7 días a rotura por compresión simple superiores a 20 kgf/cm^2, valor mínimo requerido acordado con el contratista.

Para ello se prepararon probetas con la adición de cemento en proporciones del 2 y del 3% en peso. Las probetas se realizaron con dos tipos de muestras de los materiales que encontraría la recicladora a lo largo de la traza de carretera; uno de ellos con el material resultante de la rotura del pavimento y base existentes; y el otro resultante de las capas de zahorras naturales dispuestas sobre los tramos de nuevo trazado, ensanches y peraltes.

Los resultados de los ensayos constataron que con un 2% de cemento se obtenían resistencias medias a compresión simple a los 7 días de 23.1 kgf/cm^2 con las zahorras naturales y 21.7 kgf/cm^2 con el material del firme existente. Los mismos ensayos para dosificaciones de un 3% de cemento ofrecían resistencias medias de 28.2 kgf/cm^2 para las zahorras naturales y 26.9 kgf/cm^2 para el triturado del firme.

Se optó por aplicar una dosificación permanente del 3% de cemento para garantizar que las resistencias obtenidas en la capa de base de suelo cemento, a pesar de las lógicas dispersiones por la ejecución real, cumplieran la resistencia 20 kgf/cm^2. La compactación exigida en toda la traza para la capa de suelo cemento sería de un 100% de la densidad máxima Proctor Modificado.

En cuanto a las zahorras naturales utilizadas para la formación de la capa de base en los tramos de nueva ejecución, así como en el recrecido de los ensanches y peraltes, procedían de un préstamo en las proximidades del casco urbano de Orcheta. Las características de dicho material, así como los requisitos exigidos por el PG-3 para el suelo a utilizar en la formación de suelos estabilizados con cemento se reflejan en la tabla adjunta. También se incluye el ensayo realizado al material de una de las muestras extraídas de la calzada existente, y con la cual se realizaría el reciclado del firme convirtiéndolo en una capa de suelo cemento.

Parámetro	**PG3**	**Zahorras Orcheta**	**Muestra de firme**
Tamaño máximo <	$^1/_2$ tongada o 80 mm	Cumple	Cumple
Retención tamiz 2 UNE <	80%	65,9%	74,6%
Pasan tamiz 0.08 UNE <	50%	26.3%	13%
Límite Líquido (LL) <	35	23.9	25.0
Indice de plasticidad (IP)<	15	6.9	9.1
SO_3 <	0,5%	0.38%	0,0%
Densidad Proctor Modif.	-	2.157	2.159

Así pues, en la tabla anterior observamos que se utilizaba un material apto para la ejecución del suelo cemento conforme lo especificaba el PG3.

7. EJECUCIÓN DE LA OBRA

La ejecución de la obra no se diferenció de cualquier otra obra de estas características. Se realizaron pues, los movimientos de tierras previstos, desmontes y terraplenes, obras de drenaje, demoliciones y reposiciones habituales en estos casos, etc. La salvedad se presentó en el momento de la utilización de la recicladora.

Estas máquinas son de grandes rendimientos, hoy por hoy, hay pocos equipos y casas comerciales que utilicen dicha maquinaría. Una tren de carretera de este tipo, es costoso de transportar al tajo, por lo tanto, una vez operativos los equipos sobre la obra en cuestión, necesitan tener tajo abierto. Una vez iniciada la operación, esta no conviene que sea parada hasta la finalización de toda ella.

El proceso constructivo consistió pues, en la preparación de toda la carretera de forma que la recicladora no tuviera que parar. Y puesto que la rasante que toma es la que copia, esta debía estar totalmente terminada y con sus cotas finales ejecutadas.

Para ello, se prepararon los terraplenes y desmontes en tramos de nueva planta, conformando en coronación la superficie de zahorras naturales que iban a ser estabilizadas con cemento. Las zahorras naturales, de alta calidad, se obtuvieron de uno de los desmontes de la propia obra. Para las ampliaciones de plataforma se efectuaron cajeos junto a la calzada existente, que fueron rellenados con las zahorras naturales, rasanteadas y compactadas hasta su cota definitiva. En los tramos en los que se aprovechaba la calzada, la dotación de unos bombeos y peraltes muy superiores a los existentes, planteó un problema adicional, pues ya no se trataba solo de rasantear la cuña de ensanche enrasada con el pavimento antiguo, sino que inevitablemente teníamos que recrecer este también. Esto se realizó mediante el extendido de cuñas de la zahorra natural sobre el pavimento antiguo, con las siguientes limitaciones:

- En aquellos tramos en los que el espesor de las zahorras a extender sobre el aglomerado existente fuese superior a los 15 cm, se demolía previamente el firme , y se recrecía toda la cuña debidamente compactada, todo ello con la intención de evitar la formación de un sandwich rígido con capas de materiales diferentes.

- Para espesores de cuña de zahorras inferiores a los 15 cm, quedaba garantizada una adecuada trabazón de la capa de zahorra estabilizada en el firme antiguo, dado que el espesor en el que trabajaba la máquina de reciclado era algo superior a los 20 cm, arrancando la superficie del pavimento y cimentando el firme sobre las capas de macadam.

La recicladora trataba en un ancho de banda de 2.50 m por cada pasada, por lo que la sección de calzada a tratar de 8 m de anchura se cubría con la ejecución de 4 pasadas longitudinales superpuestas 0.50 m cada una sobre la anterior. De esta forma se conseguía una mayor uniformidad y trabazón de las diferentes bandas de ejecución.

Equipo de trabajo

El equipo mecánico de trabajo consistía en una agrupación longitudinal de maquinaria integrada por:

1. Una tolva remolque autodireccional empujada por la maquina de fresado, dotada de depósitos de cemento, depósito de agua, bascula mecanizada dosificadora conectada a un procesador de control, mezclador en vía húmeda para la formación de la lechada de cemento, y las bombas de trasvase a la máquina fresadora.

2. Una máquina fresadora automotriz, dotada de una carcasa inferior de protección de proyecciones, dentro de la cual se encuentra el rodillo dentado fresador de firme, con disposición espiral de dientes para mejor realización de la mezcla del material arrancado con la inyección de lechada programada en la fórmula de trabajo.

3. Rodillo vibrador pesado para primera compactación de la mezcla reciclada, realizando pasadas sucesivas en la banda tratada por la recicladora.

4. Motoniveladora para perfilado de la superficie reciclada y repaso de las juntas formadas entre las diferentes bandas de trabajo de la recicladora.

5. Rodillo vibrador pesado para últimas compactaciones y para el cerrado de base de suelo cemento.

6. Camión silo de cemento y camión cuba de agua en reserva a disposición de la recicladora para evitar los tiempos muertos de parada por falta de suministro.

7. Adicionalmente, y con suficiente antelación al desarrollo de los trabajos, equipos de extendido de material y de reperfilado del mismo por delante del equipo de reciclado, para la modificación de los peraltados de la calzada, si ello fuera necesario.

El equipo humano para tal parque de maquinaria se reduce a un conductor por vehículo, excepto el tandem recicladora-tolva que necesita un conductor para la recicladora, un guía de a pie para dirigir la tolva y un peón para tareas auxiliares a los equipos.

8. PLAZOS DE EJECUCIÓN

El plazo de ejecución de la obra previsto en el proyecto fue de seis (6) meses. El plazo real de ejecución, a falta de remates finales de pequeña entidad, fue de siete (7) meses. Teniendo además en cuenta que la obra fue asumiendo una serie de mejoras respecto al proyecto inicial en aspectos tales como el trazado en alzado, peraltes de las curvas y la renovación de la totalidad del firme de la calzada.

No obstante, todas estas mejoras no repercutieron en un incremento de plazo, dado que estaban vinculadas a la realización del suelo-cemento, con una maquinaria de reciclado que mejoraba los rendimientos en la ejecución de las capas de firme. Los retrasos se debieron mas a otras causas, como fue un cierto periodo de definición, negociación con la empresa

contratista y decisión de la alternativa de suelo-cemento, y también la realización de multitud de pequeñas obras complementarias que no tenían que ver con los firmes. Hay que tener en cuenta además la dificultad añadida de la realización de casi la totalidad de los trabajos con la carretera en servicio, por tratarse de la única vía de conexión de algunos pueblos de la montaña con la costa y la población de Villajoyosa. Únicamente fue preciso cortar la carretera durante el plazo necesario para la realización de desmontes en trincheras de gran altura, en los que los desprendimientos de materiales sobre la calzada existente era continuo. Ese corte duró un mes, durante el cual los vehículos procedentes o con dirección a los pueblos de Sella y Relleu debían usar el itinerario alternativo de Finestrat, lo que suponía un gran rodeo y un incremento en la duración del trayecto de no menos de 20-25 minutos.

Para la ejecución de la base de suelo cemento con la recicladora, sobre el firme existente de la carretera y los nuevos tramos acabados en zahorra natural, se invirtieron 10 días hábiles. Ejecutándose una longitud real de 5 km y medio de reciclado de firme, pues en el tramo intermedio correspondiente a la travesía urbana de Orcheta no se utilizó dicho sistema. Se obtuvieron unos rendimientos de 550 a 600 m lineales de carretera reciclada al día. Lo cual para un ancho de 8 m nos proporcionaba una superficie reciclada diaria de entre 4 y 5 mil m^2. Estos rendimientos se estimó que eran ampliamente superiores a los que se hubiesen obtenido ejecutando el paquete de firme del proyecto inicial, mediante el extendido de dos capas de zahorras. Adicionalmente, la interferencia con el tráfico del procedimiento de ejecución del reciclado (por bandas de 2,5 m), fue muy escasa, permitiéndose en todo momento el paso alternativo de vehículos, quedando limitada la afección de la obra a tramos que no superaban los 600 m.

No se han tenido en cuenta, sin embargo, las operaciones previas al reciclado, como el extendido de zahorras naturales en cuñas y el escarificado del pavimento existente. Aun con todo ello, sigue siendo ventajosa esta alternativa.

Las actuaciones de reciclado se efectuaron entre el 6 y el 22 de julio de 1999.

9. PROBLEMÁTICA PRESENTADA EN LA EJECUCIÓN

Disponibilidad de agua para el proceso de reciclado y curado

Uno de las principales dificultades presentadas consistió en la poca disponibilidad de agua para el proceso reciclado y curado de la capa ejecutada. Orcheta es una localida muy árida y con un grave problema de sequía, no hay fuentes ni pozos de donde suministrar la cantidad de agua que necesitaba el proceso. El pantano del Amadorio, que bordea una parte del tramo de carretera en obras, era lógicamente un lugar intocable para el abastecimiento de agua para este uso. El suministro se tenía que hacer mediante camiones cuba y tractores con remolque cuba. Estos debían ir a buscar el agua a lugares alejados en otros términos municipales, a un alto coste de suministro y transporte. Paradógicamente, no se paró la recicladora nunca por falta o retraso en el suministro de cemento, pero sí innumerables veces por la falta de agua.

Mantenimiento y afección al tráfico

El segundo problema principal era el tener que trabajar con la carretera abierta al tráfico. Mientras la máquina trabajaba, los vehículos se desviaban mediante un equipo de señalistas,

siempre de forma alternativa por el carril libre del tren de operaciones, el cual estaba compuesto por Tolva móvil + Recicladora + Rulo Compactador 1º + Motoniveladora + Rulo Compactador 2º.
Mientras se estuvo realizando el curado de la capa reciclada mediante riegos, la insuficiente disponibilidad de agua provocó en determinados días el secado de la capa y el levantamiento de intensas nubes de polvo, que afectaban al tráfico circulante.

Exudación de betún
Ante la insuficiencia del procedimiento de curado anterior, se optó por realizar lo antes posible el riego de imprimación a toda la capa ejecutada, de forma que este preservase la humedad y garantizase un adecuado curado de la misma.
El haber adelantado el riego de imprimación, y tener que coexistir durante cierto tiempo con el tráfico, originaron la pérdida parcial del mismo y la formación de grumos por agrupación de laminas de riego desprendidas. Esto perjudicaría la extensión de la capa de aglomerado asfáltico en caliente. Si no se tenía la precaución de retirar estos grumos, la extensión de la capa de aglomerado en caliente los fundía y fluía el betún a través del aglomerado hacia la superficie, formando molestos pegotes e incluso marca de rehundidos en la terminación final del aglomerado.

10. CONTROL DE CALIDAD

Para el control de calidad, el laboratorio de la Diputación provincial preparó un detallado plan de ensayos, a realizar conforme avanzaban las diferentes fases de la obra y en concordancia con las unidades de obra previstas en cada momento. Dicho plan de calidad era el habitual en obras viarias de similares características, y durante gran parte de la obra se ejecutó sin mayores problemas. Consistía básicamente en la identificación de los materiales de aporte para la formación de los terraplenes, y en la comprobación de las correctas ejecuciones de los mismos. La principal actividad durante una buena parte de la duración de la obra consistió en el movimiento de tierras, con la ejecución de terraplenes y desmontes, y la ejecución de la obras de drenaje transversal, la mayoría de ellos con la carretera abierta al tráfico.

Una vez terminada la ejecución del movimiento de tierras y del drenaje transversal, la carretera estaba lista para la construcción del firme previsto. Así pues, estando decidida ya la aplicación de la técnica del reciclado de firme, con extensión a todo el ancho de la carretera y en toda su longitud, salvo en el tramo de la travesía urbana, se planteó la necesidad de preparar un plan específico de control de calidad para estas unidades. Como dato de partida se había fijado la dosificación de cemento a un 3%, tal como se expuso en un apartado anterior.

Para el control de la ejecución se había previsto la realización de unas probetas con el material resultante del reciclado, para su rotura a compresión simple a 3 y 7 días, como comprobación que los resultados obtenidos cumplían con las resistencias previstas durante la determinación inicial de la fórmula de trabajo. Estas resistencias obtenidas en laboratorio se complementarían con la determinación de densidades in situ de la capa de suelo cemento ya ejecutada.

La cadencia prevista para dichos ensayos por cada kilómetro de reciclado ejecutado era de:

- 1 muestra de material para la realización de probetas para rotura.

- 10 determinaciones de la densidad “in situ” del suelo cemento.

Los resultados obtenidos fueron contradictorios. Las resistencias obtenidas en laboratorio en las roturas de la totalidad de las probetas realizadas fueron siempre satisfactorias, con resistencias superiores a los 20 kgf/cm^2 ya los 3 días.

Sin embargo, los resultados de las densidades de la capa estabilizada medidos en la obra no lo fueron tanto, con una parte de los resultados comprendidos entre el 90 y el 100% de la densidad de referencia. En esta situación se optó por incrementar el nivel de control y realizar un muestreo exhaustivo de densidades a lo largo de toda la traza. Los resultados confirmaron los anteriores, con unas dispersiones elevadas, y con densidades mínimas en el entorno del 90%.

La determinación de las densidades con el aparato nuclear planteaba dificultades añadidas, pues era difícil la realización del hincado de la pica para introducción de la sonda, y el golpeteo reiterado deterioraba la perforación lo que podía ser el origen de la dispersión de resultados. Las determinaciones a retrodispersión no solucionaban el problema, los resultados eran igualmente dispares. La posición en diferente orientación del aparato, variaba sustancialmente el resultado. Se llegaron a hacer las comprobaciones con dos aparatos distintos como método de contraste, y el resultado fue parecido.

Dado que las muestras llevadas a laboratorio para la realización de probetas, habían sido compactadas al 100% del proctor modificado, los valores de resistencia a la rotura que se obtenían (en principio aceptables), podrían no ser representativos del material puesto en obra en unas condiciones de compactación inferiores.

Finalmente, y con la intención de establecer unas bases para la aceptación o rechazo de los tramos con densidades reducidas, que hipotéticamente podrían corresponderse con valores insuficientes de las resistencias a compresión simples, se decidió tratar de determinar una correlación entre ambas variables (relación entre resistencia a compresión – densidad de compactación). Para ello se solicitó al laboratorio contratado para el control de calidad, la realización de una serie de probetas con el material del reciclado, pero con diferentes grados de compactación. Mediante los resultados de esta serie de probetas, se definiría cual era el grado de compactación mínimo que garantizaba el cumplimiento de una resistencia de 20 kg/cm^2 exigida para esta base de suelo cemento.

Con esta serie se determinó que para densidades de compactación superiores al 93 % de la de referencia exigida (100% del proctor modificado), ya se alcanzaba los 20 kg/cm^2 de resistencia a compresión. Dado que más del 90 % de las determinaciones de densidad superaban este valor, y que no se presentaban valores aislados excesivamente bajos (inferiores al 90%), se optó finalmente por la aceptación conjunta de todo el tramo.

Placas de carga

Como se ha comentado anteriormente, los resultados dispares de las compactaciones obtenidas en obra mediante el método de los isótopos radiactivos, suscitaron transitoriamente dudas en cuanto a la aceptación de sus resultados.

Por ello, y con la finalidad de tener un valor de contraste, medido realmente en obra sobre la capa de suelo cemento ejecutada, se realizaron tres placas de carga, en diferentes tramos de la carretera, obteniéndose los siguientes resultados.

Lugar de ensayo	ME_1	ME_2	ME_2 / ME_1
p.k. 6+373	600 MPa	1.500 MPa	2.5
p.k. 7+200	1.000 MPa	2.308 MPa	2.3
p.k. 8+500	448 MPa	901 MPa	2.0

Como dato comparativo digamos que, según el PG-4, los valores del módulo ME2, determinado según NLT 357/86, para una capa de base de zahorras artificiales para tráficos pesados tipo T0-T1, no serán inferiores a 120 MPa. Señalando por otro lado que la relación de los módulos ME2 / ME1 resultaban muy próximas al valor de 2 que se prescriben en las recomendaciones de obras marítimas ROM 4.1-94, que también trata sobre los valores aceptables de los ensayos con placa de carga. Con dichos valores se contrastó alternativamente la competencia de la capa de suelo-cemento, y se pudo determinar su aceptación.

Extracción de testigos

Finalmente, se complementaron los ensayos anteriores con determinaciones de espesor, y con el infructuoso intento de la extracción de testigos, que no pudo llevarse a cabo pues la capa de suelo cemento, a pesar las resistencias obtenidas, no resistía el esfuerzo de torsión de la máquina de sacar testigos, y 0se desmenuzaba, dejando un hueco cilíndrico de paredes ligeramente pulidas.

11. PRESUPUESTO

El presupuesto de adjudicación de la obra fue de 150 M. ptas. El presupuesto del capítulo de firmes, con la solución contemplada en el proyecto, y una vez ajustadas las mediciones tras haber tomado los perfiles reales del terreno, ascendía a 42 M. ptas. Incluyendo las capas de zahorras y mezclas bituminosas. Este presupuesto, lógicamente, y siguiendo los criterios del proyecto, no incluía la mejora del perfil longitudinal y transversal de la carretera, por lo que en el caso de haberlo realizado, se hubiese incrementado considerablemente. (Estimamos que hubiese habido un sobrecoste en zahorras y escarificado del firme existente superior a 15 m. ptas.).

Frente a la opción anterior, se negoció con la empresa contratista otra consistente en un reciclado del firme para constituir una base de suelo-cemento. Se estimó que la opción de proyecto era bastante gravosa para la empresa y le produciría unas pérdidas elevadas en el capítulo de firmes, derivadas en los reducidos precios de venta, y sobre todo, en el espectacular incremento producido en pocos meses el los costes de la zahorra artificial (ocasionado por las obras de Terra Mítica). Se estimó el coste real de las unidades y se le planteó al contratista el cambio, de modo que la reducción de coste que implicaba beneficiase a ambas partes, disminuyendo las pérdidas del contratista y el coste para la administración. Para efectuar los cálculos se tuvieron en cuenta los siguientes valores negociados:

Zahorras artificiales (precio de proyecto): 1.100 ptas/m^3

Zahorras artificiales (coste estimado real): 2.200 ptas/m^3
Reciclado de firme con cemento: 470 ptas./ m^2
(Todos los precios anteriores de ejecución material)

Con todo lo anterior, y con la realización del paquete de firme definido (20 cmde firme reciclado y 6 cm de MB), el presupuesto quedó reducido a 34 M. ptas., con un ahorro de 8 M. respecto a la opción de proyecto, y de al menos 8+15 = 23 M. respecto a la de proyecto con la nueva rasante definida.

Quedaría pendiente la ejecución posterior, con cargo a la Diputación, de la capa de rodadura definitiva, que como se ha expuesto anteriormente se definiría a la vista de los resultados de una auscultación. Estimando una capa de 4 cm, el presupuesto adicional sería de unos 12 M. ptas, y se conseguiría una sección estructuralmente superior a la del proyecto inicial. El ahorro global estimado de 10-12 M ptas, supone alrededor del 25 % del presupuesto inicial del capítulo de firmes.

12. CONCLUSIONES

En el caso de la obra realizada, como grandes ventajas de haber optado por el cambio de la sección de firme al reciclado con cemento tendríamos:

La mejora sustancial del trazado. Nos ha permitido mejorar el perfil longitudinal al definir una rasante geometrizada, que no existía en el proyecto inicial. También se han definido nuevos peraltes, mejorando ampliamente los previstos. El resultado, en cuanto a acabado y regularidad superficial del pavimento, ha sido muy satisfactorio.

Económica. Como se ha justificado en puntos anteriores, se ha reducido en un 25% el coste para la administración del capítulo de firmes, incluyendo la capa de rodadura que se ha dejado pendiente de ejecución.

Estructural. El firme ejecutado es mucho más homogéneo que el previsto en el proyecto inicial. La máquina de reciclado realizaba una mezcla en profundidad y transversalmente de los materiales. Además se realizaba un solape entre bandas de reciclado. Por el contrario en la solución de proyecto, se preveía la ejecución de cuñas de zahorras adosadas a la calzada existente, con un eventual problema de discontinuidad en la junta. En cuanto a la capacidad estructural de la sección, se ha justificado su mayor competencia respecto a la del proyecto inicial.

De plazo. El contratista ha cumplido los plazos contractuales, mejorando eventualmente los producidos con la opción del proyecto inicial.

Como inconvenientes, tenemos principalmente las dudas y dificultades planteadas en la definición del nuevo firme y en el control de calidad, tal como se ha expuesto en apartados anteriores. En cierto modo, y frente a alternativas más tradicionales, nos queda la incertidumbre en la interpretación de los resultados.

Para concluir diremos que se trata de un procedimiento constructivo muy atractivo y ejemplo a seguir en carreteras de montaña con dificultad de obtención de materiales granulares y con la imposibilidad de cerrar la carretera al tráfico circulante. Es un sistema, más ecológico, más rápido, y según las circunstancias, mucho más barato. Los resultados, de momento, dos años después, son excelentes.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2.001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001-06-26
SALAMANCA (SPAIN)

EXPERIENCIAS EN EL RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO EN CARRETERAS REGIONALES DE CASTILLA Y LEÓN

IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT EXPERIENCES IN REGIONAL ROADS IN CASTILLA Y LEON

T. Ozarín
Jefe de Sección de Conservación y Explotación.
Servicio Territorial de Fomento. Palencia.
Junta de Castilla y León.
Avda. Casado del alisal Nº 27-3º
34071 Palencia (España)
Teodoro.Ozarin@pa.jcyl.es

***P. Ruiz*. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos.**
ZARZUELA S.A.
Avda. Ramón Pradera nº 14, bajo
47009 Valladolid
pablo@zarzuelasa.es

***R. Cerdeño*. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos**
ASFALTOS NATURALES DE CAMPEZO S.A.
N-611, P.K. 3+800
34190 Villamuriel de Cerrato (Palencia)
rcerdeno@campezo.com

***J.A. Gallo*. Jefe de Grupo de Obras.**
PROBISA TECNOLOGÍA Y CONSTRUCCIÓN S.A.
N-120, P.K. 119, Pol. Ind. Los Brezos.
09196 Villalbilla de Burgos (BURGOS)

RESUMEN

En esta comunicación se exponen las experiencias llevadas a cabo en la provincia de Palencia (España) por parte de la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León, a través del Servicio Territorial de Fomento en Palencia.

Estas actuaciones han tenido lugar en carreteras de baja intensidad de tráfico (menos de 250 vehículos día, con un porcentaje de pesados inferior al 10%) con claras puntas estacionales al ser zonas eminentemente agrícolas, con un firme muy antiguo formado por un macadam recebado de espesor variable y en ciertos puntos muy contaminado, y sucesivos tratamientos superficiales o refuerzos de mezcla bituminosa en frío, que presentaban graves deformaciones al haber estado sometidos a cargas de tráfico que sobrepasaban su capacidad portante.

La nota común en todas las actuaciones realizadas ha sido la utilización de un tren de trabajo compuesto por el mezclador de suspensión agua-cemento marca Wirtgen WM 400 y una recicladora Wirtgen WR 2500.

El tipo de cemento empleado ha sido generalmente el CEM IV/B 32,5, salvo en un tramo que se empleo el CEM II/A-L 32,5.

La anchura del reciclado está comprendida entre los cinco y los seis metros, habiéndose cortado las vías al tráfico durante la ejecución de las obras señalizando los correspondientes desvíos.

Los trabajos ejecutados han sido los siguientes:

- Año 1.999: reciclado de 18.000 m de carreteras con un ancho de seis metros, una profundidad media de 0,30 m, y posterior extensión de 0,05 m de mezcla bituminosa en frío tipo AF-12.
- Año 2.000: reciclado de 61.400 m de carreteras con un ancho de cinco metros, una profundidad media de 0,25 m, y posterior extensión de 0,05 m de mezcla bituminosa en caliente tipo S-12. En las obras realizadas durante este año, se empleó emulsión termo-adherente para los riegos.

1.- SITUACIÓN GEOGRÁFICA.

Palencia se halla dentro en el cuadrante noroeste de España y es una de las nueve provincias que forman la Comunidad de Castilla y León. La provincia tiene 8.035 km^2, el 8,5 por 100 de la región y el 1,6 por 100 de España, por lo que está en el grupo de provincias de tipo medio pequeño.

En la zona Sur, donde se han realizado las obras, las arcillas y margas son los materiales más frecuentes.

El clima viene determinado por la altitud media, situación provincial y existencia de la montaña en el norte. En la ciudad de Palencia, a 739 metros de altitud y al sur de la provincia., la temperatura media es de 11,7º C. La oscilación térmica anual es considerable; el mes más frío (Enero) registra 4,20º C de media, y el más cálido (Julio) 20,4º C.

La escasa población absoluta hace que la densidad provincial sea baja, como en la región. En 1.986 era sólo de 23,5 habitantes por kilómetro cuadrado, menos de un tercio que la media española.

El uso predominante del suelo es el cultivo cerealista lo que provoca grandes variaciones estacionales en el uso de la red de carreteras.

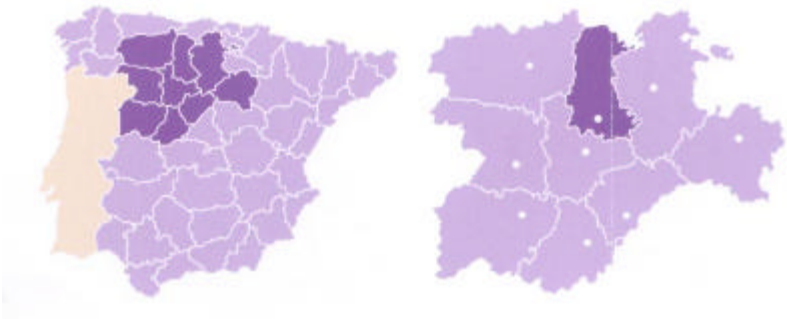


Figura 1.- Castilla y León en España. Palencia en Castilla y León

Las obras se han desarrollado en las siguientes carreteras:

- P-944, de Frechilla a cruce con P-942: 6.400 metros.
- P-953, de Becerril de Campos a Fuentes de Nava: 11.600 metros.
- P-972, de cruce con P-962 a Villada: 4.900 metros.
- P-934, de cruce con C-611 a Guaza de Campos: 8.900 metros.
- P-940, de Mazariegos a Fuentes de Nava: 8.400 metros.
- P-984, de N-611 a San Cebrián de Campos: 9.200 metros.
- P-411, de cruce con C-617 a Torquemada: 9.200 metros.
- P-963, de Cervatos de la Cueza a cruce con C-615: 15.600 metros.
- P-430, de Frómista a cruce con C-617: 5.200 metros.

Total de longitud reciclada: 79.400 metros.

La ubicación de las carreteras en las que se ha actuado se puede observar en el plano que se acompaña:



Figura 2.- Situación de las actuaciones.

2.- CARACTERISTICAS DE LAS OBRAS.

La obra se ha compuesto del reciclado con cemento de las siguientes carreteras pertenecientes a la red complementaria (que da servicio a tráfico eminentemente local) de la provincia de Palencia:

- Año 1.999:

Carretera	Longitud (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Cemento (Tn)	Cemento (%)
P-944	6.400	6,00	0,30	778	3,4
P-953	11.600	6,00	0,30	1.360	3,3

- Año 2.000

Carretera	Longitud (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Cemento (Tn)	Cemento (%)
P-940	8.400	5,50	0,25	692	2,99
P-934	8.900	5,20	0,25	750	3,24
P-972	4.900	5,40	0,25	395	2,98
P-984	9.200	5,20	0,25	751	3,13
P-963	15.880	5,40	0,25	1.296	3,02
P-430	5.200	5,10	0,25	424	3,20
P-411	9.200	5,1	0,25	1.248	5,33

Por lo general todas las carreteras presentaban deformaciones longitudinales a lo largo de







Figura 3.- Algunas de las carreteras antes de la actuación

todo el recorrido y estaban bacheadas repetidamente, apreciándose agrietamientos, fisuras y desaparición de la capa de rodadura en la calzada, estando el firme muy contaminado en ciertos tramos y existían profundos blandones en zonas puntuales.

En algunos de los puntos, y debido al intenso tráfico pesado generado por unas obras realizadas en las inmediaciones provocó un total colapso en el escaso firme existente, agotando su capacidad portante.

Igualmente se observaba una falta de continuidad en el drenaje longitudinal, en muchos puntos casi inexistente, por lo que se consideró necesaria la actuación en bermas y cunetas.

3.- SOLUCION ADOPTADA.

Estudiado el problema existente, se planteó una solución que corrigiera todas las deformaciones existentes, recuperando las pendientes transversales adecuadas y dotando a la vía de una capacidad portante adecuada al tipo de tráfico soportado. Esta solución consistió en el reciclado del firme existente, previo saneo de los blandones existentes, limpieza y reperfilado de bermas y cunetas, y extensión de una capa de mezcla bituminosa.

Para identificar las características físicas y mecánicas del paquete estructural existente se procedió al estudio del mismo por medio de catas cada dos kilómetros, con el fin de obtener muestras representativas de los paquetes de firme de las carreteras. Para la identificación y clasificación del material se realizaron los siguientes ensayos:

- Análisis granulométrico.
- Límites de Atteberg.
- Contenido de sulfatos.
- Humedad natural.

Una vez identificado el material constituyente del firme y su espesor, se procedió al estudio de la dosificación de cemento, ensayándose probetas con tres porcentajes de cemento CEM IV/B 32,5: 3%, 4% y 5%.

Se realizaron 3 ensayos Próctor, mediante compactación con martillo vibrante (NLT-310), obteniendo de esta forma la densidad máxima y humedad óptima de cada una de las dosificaciones.

Posteriormente, conocido el dato de humedad óptima se fabricaron una serie de 3 probetas de confirmación con cada porcentaje de cemento para determinar la resistencia a compresión simple, de los materiales obtenidos de las catas mezclados con cemento, a la edad de 7 días (NLT-305). Esta resistencia a compresión no debe ser inferior a 2,5 Mpa.

De acuerdo con los datos obtenidos se verificó si era necesario realizar correcciones de granulometría, aportar cal, variar la humedad, etc..

Realizando el estudio de todas las variables obtenidas y teniendo presente el tipo de carretera a tratar y el tipo de tráfico, se llegó a la fórmula de trabajo óptima, que reunía las siguientes características:

- No fue necesario la corrección de la granulometría ya que las curvas obtenidas en general eran continuas, a excepción del tamaño comprendido entre los tamices 20 y 25 UNE, tamaño que se consigue por el propio machaqueo producido en el proceso de reciclado.
- El índice de plasticidad de los materiales fue inferior a 12, por lo que no es necesario la aportación de cal.
- Se toma el valor para la dotación de cemento entre el 3 y el 5%..
- La humedad del material se comprueba antes de reciclar para añadir la cantidad de agua necesaria hasta obtener la humedad óptima. En caso de que el material se encuentre con más humedad, se añade el mínimo para la premezcla.

Acto seguido se realizó un tramo de prueba en donde se comprobó la idoneidad de la fórmula de trabajo y de los medios mecánicos propuestos, la relación entre el número de pasadas del equipo de compactación y la densidad obtenida, y el comportamiento del material reciclado, comprobándose su conformidad con las condiciones especificadas sobre humedad, espesor de la capa, granulometría, contenido de cemento y demás requisitos.

Debido a que las obras que se comentan se han realizado durante dos años distintos, de la observación de los resultados obtenidos se variaron los criterios de proyecto de un año a otro. Estos criterios fueron:

- ✓ Año 1.999:
  - Espesor de reciclado:0,30 metros
  - Ancho de reciclado: 6,00 metros
  - Dotación de cemento: del 3 al 3,5% de cemento CEM IV/B 32,5
  - Empleo de mezcla bituminosa en frío.
- ✓ Año 2.000:
  - Espesor de reciclado: 0,25 metros.
  - Ancho de reciclado: 5,00 metros.
  - Dotación de cemento: 3% de cemento CEM IV/B 32,5, excepto en una carretera en donde se hubo de emplear el 5% de cemento CEM II/A-L 32,5.

- Empleo de mezcla bituminosa en caliente.
- Empleo de emulsión termo-adherente tanto para el riego de curado como para el de imprimación. En el caso del riego de curado, éste incluirá el derrame del reciclado.
- Recrecido de bermas.

4.- ORGANIZACIÓN DE LAS OBRAS.

Como primera medida se estudió la posibilidad de poder trabajar en ausencia de tráfico, para lograr un mejor acabado estructural y geométrico y reducir el riesgo de accidentes que es potencialmente alto cuando se efectúan los trabajos en presencia de maquinaria pesada.

Observando que los desvíos propuestos eran de recorridos relativamente cortos y que existían vías alternativas de conexión entre las diferentes localidades de la zona, se optó por desviar el tráfico y cerrar la zona de actuación, bien totalmente o por tramos.

4.1. Programa de ensayos.

Para asegurar la calidad final de la obra se diseñó el siguiente programa de ensayos para el control de calidad en obra:

1 -Reciclado con cemento

Dos veces al día se realizan los siguientes ensayos:

- Próctor Normal.
- Densidad seca.
- % Humedad.
- % Compactación

2-Riegos de curado y adherencia

Cada 25 Tn de emulsión se realizarán ensayos:

- Contenido de agua.
- Viscosidad Saybolt.
- Residuo de evaporación.
- Sedimentación.
- Peso especifico.
- PH.

3-Mezcla bituminosa

Dos veces al día se verificarán:

- Granulometría.
- Contenido de ligante.

5.- EJECUCIÓN DE LAS OBRAS.

5.1 Limpieza de bermas y reperfilado de cunetas.

Una vez colocada toda la señalización se procedió en primer lugar a la limpieza de bermas y al reperfilado de cunetas. Este trabajo era imprescindible para obtener una buena evacuación

del agua de la plataforma, dando a las cunetas existentes las condiciones geométricas adecuadas, refinándose los taludes de las mismas y transportándose a vertedero los materiales sobrantes.

Al mismo tiempo se comenzó a sanear los blandones existentes mediante la demolición del firme existente hasta la zona sana o menos contaminada, en un ancho mínimo de 1,50 metros y con forma rectangular. Una vez excavado, se compactó el fondo y se reconstruyó la plataforma y firme con material adecuado. Cuando el saneo de blandones permitió un margen suficiente, se comenzó con el reciclado.

5.2 Barrido de la superficie.
Previo al comienzo del reciclado se barrió la superficie a tratar para lograr que esté exento de materiales perjudiciales como trozos de arcilla o materia orgánica.

5.3 Reciclado del firme.
Todos los reciclados se realizaron mediante un tren de trabajo compuesto por el mezclador de suspensión agua-cemento marca Wirtgen modelo WM 400 que posee una capacidad de 20 m^3 en el silo de cemento y 8.500 l en el depósito de agua. Éste dispone de un motor de 105 HP para realizar la mezcla de agua y cemento, dosificación y suministro a la recicladora; su peso con los depósitos llenos llega a alcanzar las 44,300 tn. Esta máquina es remolcada por el equipo de reciclado también marca Wirtgen modelo WR 2.500 que es la encargada de la demolición del espesor de firme proyectado y su mezcla con la suspensión de agua y cemento, una motoniveladora de más de 120 CV y uno o dos rodillos compactadores lisos vibrantes de 12 a 19 Tn.



Figura 4.- Equipo de reciclado trabajando.

El mezclador dosificador realiza la mezcla homogénea de agua y cemento y bombea esta lechada a la recicladora estabilizadora. Mediante un procesador se logra una exacta cantidad de lechada necesaria, según la profundidad tratada. Dispone de un segundo dispositivo de aportación de agua a la recicladora-estabilizadora, la cual añade el agua necesaria para alcanzar la humedad exacta que necesita el material para conseguir el grado de humedad que determina el ensayo Próctor como óptimo. Se autoabastece de agua y cemento sin dejar de trabajar.

La recicladora-estabilizadora garantiza la envoltura homogénea en virtud de un rotor equipado con 232 picas de excavación y mezclado, dotada de carcasa de capacidad variable para adaptarse a la profundidad y cantidad del material a mover. La aportación de lechada y agua se realiza mediante 2 brazos diferentes equipados con 8 pulverizadores cada uno. Se controla

mediante procesador la exacta dosificación en función de la velocidad de avance de la máquina, el espesor tratado, la densidad del material y el contenido porcentual de lechada.



Fig 5.- Recicladora Wirtgen WR 2500

Acto seguido el rodillo vibrante realiza inmediatamente la compactación para evitar pérdida de humedad y permitir la terminación dentro del plazo de trabajabilidad del material.



Fig 6.- Compactación y refino del material reciclado.

A continuación la motoniveladora procede a refinar y devolver las pendientes transversales primitivas para lograr una buena evacuación del agua superficial, mediante dos ó tres pasadas dejando la superficie expedita para su compactación definitiva.

La compactación se inició longitudinalmente por el borde más bajo de las distintas bandas y se continuó hacia el borde más alto, solapándose los elementos de compactación en sus pasadas sucesivas.

La densidad media obtenida fue siempre superior al 100 % del Próctor modificado, con un porcentaje de humedad variable entre el 4 y el 8 % según el tramo de carretera tratado.

Se obtuvieron rendimientos medios entre 5.000 y 6.500 m²/día trabajado, con unos consumos de cemento diario entre las 70 y las 120 tn.

5.4 Curado.



Figura 7.- Ejecución del riego de curado.

Una vez finalizadas las operaciones de compactación y terminación, se procedió a la aplicación de un riego de curado, por medio de un camión dotado de depósito y rampa de extendido marca RINCHEWALD, con emulsión catiónica de rotura rápida y una dotación mínima de betún residual de 0,6 Kgr/m² en las obras realizadas durante el año 1.999. Debido a los problemas originados por el tráfico agrícola que circulaba por la zona, a pesar de estar cortada al tráfico, que levantaba el riego de curado, lo que provocó disgregaciones en la parte superior del material reciclado, se optó, en las obras realizadas en el año 2.000 por el empleo de emulsión termo-adherente con la dotación mencionada anteriormente.



Figura 8.- Disgregaciones producidas por la eliminación del riego de curado por el tráfico.

5.5 Capa de rodadura.

Previamente a la extensión del riego de imprimación se efectuó un barrido enérgico con el fin de eliminar las posible segregaciones en las zonas superficiales del material reciclado. Posteriormente se procedió a la extensión de 0,05 metros de capa de rodadura de seis metros de ancho a base de aglomerado en frío tipo AF-12 en las obras realizadas en el año 1.999, o de el mismo espesor de mezcla bituminosa en caliente tipo S-12 en un ancho de cinco metros.

5.6 Señalización horizontal.

Una vez acabado el extendido de la mezcla bituminosa se procedió a efectuar la señalización horizontal.

5.7 Recrecido de bermas.

En las obras realizadas durante el año 2.000 y al realizar una capa de rodadura de solo cinco metros se ejecutó un recrecido de bermas con terreno natural de un ancho medio de 0,50 metros.



Figura 9.- Estado anterior y posterior a la ejecución del recrecido de bermas

6.- CONCLUSIONES.

Una vez realizados casi 80.000 metros lineales por la Junta de Castilla y León en la provincia de Palencia con la colaboración de las empresas ZARZUELA S.A., PROBISA y ASFALTOS NATURALES DE CAMPEZO S.A., lo que ha supuesto una inversión de unos quinientos millones de pesetas, los técnicos que hemos intervenido en éstas actuaciones hemos llegado a las conclusiones que exponemos a continuación:

- El reciclado in situ con cemento es una solución adecuada para la rehabilitación de firmes muy antiguos, a base de macadam y diversos tratamientos superficiales, en vías de baja intensidad de tráfico.
- Esta solución se la puede considerar económica para la conservación de este tipo de vías, puesto que en las obras realizadas en la provincia de Palencia el coste medio de la actuación no ha superado los 6.250.000 de pesetas (37.500 euros), impuestos incluidos.
- Se debe prestar especial atención al riego de curado con el fin de evitar desecaciones puntuales en la capa refinada, lo que nos provoca disgregaciones del material reciclado y que deben ser eliminadas antes de la extensión de la capa de aglomerado. De las obras realizadas, se ha observado el buen comportamiento de la emulsión termo-adherente. El riego se debe extender incluso en el derrame del material reciclado para evitar desecaciones laterales.
- A la hora de determinar el espesor y anchura del reciclado se debe tener muy en cuenta que las bermas generalmente están compuestas por materiales no adecuados para formar parte del firme, y en caso de producirse la mezcla de estos materiales con el firme existente puede dar lugar a fallos posteriores en el firme, ya que los materiales reciclados no se ajustan a los estudiados en la fórmula de trabajo.
- Un inadecuado control diario de la humedad del terreno, previo a la ejecución del reciclado, provoca unos descensos de la resistencia a compresión de las probetas que puede dar lugar a fallos puntuales del firme.

- Siempre que sea posible, se deben realizar los trabajos sin tráfico en la zona recién tratada. En caso de que esto no sea posible, ha dado un resultado aceptable el realizar un sellado de arena (0/3) sobre el riego de curado, aumentando la dotación de éste a 0,75 Kg/m².
- Debido a la heterogeneidad que se da en los materiales que componen la capa o capas de firme existente, es imprescindible un control permanente en la obra a fin de que, siempre que sea necesario, se corrijan ligeramente los contenidos de agua y cemento con el fin de obtener los resultados marcados por los ensayos previos.
- Por último cabe destacar el mínimo impacto ambiental sobre el entorno que provoca el reciclado in situ con cemento de los firmes, al no generarse vertederos puesto que se aprovechan los materiales existentes, y el consumo de energía y combustibles es escasa, al realizarse prácticamente todas las operaciones necesarias con dos equipos de maquinaria.



Figura 10.- Estado original y posterior en algunas de las carreteras.

El buen resultado obtenido en las obras realizadas por este procedimiento en la provincia de Palencia, ha animado a la Junta de Castilla y León a adjudicar dos nuevos tramos en ésta provincia, por un importe aproximado de doscientos cincuenta millones de pesetas (1.500.000 euros) impuestos incluidos, que incrementarán en 40.000 metros los 80.000 existentes en la actualidad, lo que supondrá aproximadamente un 8% del total de la Red de titularidad autonómica de la provincia de Palencia.

Palencia, junio de 2.001

Fdo.: Teodoro Ozarín García.

1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

EXPERIENCIAS EN EL RECICLADO CON CEMENTO DE VÍAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁFICO EN JAÉN (ESPAÑA)

IN SITU CEMENT RECYCLED PAVEMENTS IN LOW VOLUME ROADS. EXPERIENCIES IN JAÉN (SPAIN)

Antonio Manuel Pérez de la Torre
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sección de Carreteras del Área Técnica de Infraestructuras y Equipamientos Municipales
Excma. Diputación Provincial de Jaén
Plz. San Francisco s/n
23071 Jaén (España)
aperez@promojaen.es

RESUMEN

Una de las estrategias para la consecución de una sociedad sostenible es la del reciclado. La situación actual donde la disponibilidad de medios es limitada y los recursos naturales son cada vez más escasos, exige propuestas ingenieriles que den solución a los problemas derivados de la gestión de carreteras. El objetivo de toda gestión de recursos consiste en armonizar la solución con la dimensión del problema a resolver. Es por ello, que la Excma. Diputación Provincial de Jaén, ha querido implicarse en las nuevas tendencias de la sociedad, optimizando los recursos naturales al máximo con la utilización de los reciclados in situ en frío de las carreteras provinciales de baja intensidad de tráfico.

En esta comunicación se recogen las experiencias, peculiaridades y resultados obtenidos de las tres primeras obras ejecutadas en nuestra red provincial de carreteras: JV-2334 Villardompardo-Fuerte del Rey; JV-3131, Úbeda-Aguas Blanquillas; y Camino de Lupión a Guadalimar.

A raíz de estas experiencias se quiere establecer un punto de partida, en la optimización de los recursos y en la aplicación de los reciclados de firmes con cemento, y su comportamiento en los terrenos arcillosos, tan particulares de nuestra provincia.

ABSTRACT

One of the strategies to achieve a sustainable Society is the recycling. At the moment, the availability of means and natural resources is limited. It is necessary to find engineering proposals to give solution to the problems derived from road management. The main objective of all resource management consists of harmonizing the solution with the real problem to solve. It is for this reason, that The Provincial Council of Jaén has wanted to be involved in the new tendencies of the Society, by optimising the natural resources with the use of the cold in situ recycling techniques in local roads, with low traffic.

This paper resumes the experiences, characteristics an results obtained in the first three works in our local road net: JV-2334 Villardompardo-Fuerte del Rey; JV-3131, Úbeda-Aguas Blanquillas; and Camino de Lupión a Guadalimar.

Theses former experiences are a starting point, for the optimisation of the resources and the application of in situ pavement recycling using cement and its behaviour in clayey soils, very common in our area.

PALABRAS CLAVE

Experiencias, reciclado, in situ, cemento, obras, Jaén, España.

KEY WORDS

Experiences, recycling, in-situ, cement, works, Jaén, Spain.

1.- ANTECEDENTES

Una de las estrategias para la consecución de una sociedad sostenible es la del reciclado. La situación actual donde la disponibilidad de medios es limitada y los recursos naturales son cada vez más escasos, exige propuestas ingenieriles que den solución a los problemas derivados de la gestión de carreteras. El objetivo de toda gestión de recursos consiste en armonizar la solución con la dimensión del problema a resolver.

Al conservar las redes viarias de una Administración Local, como es la Diputación Provincial de Jaén, con vías de baja intensidad de tráfico, nos enfrentamos a variados problemas, como son entre otros:

- Disminución de los recursos financieros disponibles.
- Escasez de materiales naturales, derivada del agotamiento de las fuentes próximas, de la aplicación de la legislación sobre la protección ambiental y de la competencia de otros usos para aquellos.
- Elevado coste de la energía, que propicia la reducción de su consumo.
- Escasez de recursos humanos con una suficiente preparación específica.

Por lo tanto, para la gestión de nuestro tipo de red viaria necesitamos optimizar los recursos disponibles para la conservación de la misma. Una parte muy importante de la conservación se dirige a los firmes: conservación ordinaria, renovación superficial y rehabilitación estructural.

Una de las técnicas que se utilizan en la conservación de redes viarias para la optimización de los recursos, es la del reciclado de firmes “in situ” en frío, cuyo objetivo es el de restituir la propiedades originales de material que se recicla o incluso mejorarlas.

El reciclado de firmes antiguos no es una técnica novedosa. El sistema denominado “Retread Process”, realizado en los años 50, se corresponden un reciclado de firmes antiguos mediante el empleo de emulsión asfáltica o de cemento.

En los años 60 aparecen equipos “estabilizadores” específicos que tienen como objetivo devolver un estado aceptable a los firmes que se encuentran muy deteriorados después de un invierno riguroso (1962/1963).

En los años 1980 y 1990 se desarrollan equipos de tratamiento “in situ”, potentes y de alto rendimiento, que permiten la reactivación de esta técnica del reciclado de firmes antiguos, mediante maquinaria especialmente estudiada y desarrollada para alcanzar este objetivo.

Probablemente hoy en día las técnicas de reciclado ”in situ” no tienen el desarrollo que podría esperarse de ellas, si se tiene en cuenta la importante evolución producida tanto en la propia técnica como en los equipos, y el interés que presentan desde el punto de vista de las crecientes exigencias medioambientales (como por ejemplo su contribución la conservación de los recursos gracias a la óptima valoración y aprovechamiento de los productos del antiguo firme).

Siguiendo estas líneas de actuación, la Diputación Provincial de Jaén ha realizado varias actuaciones de conservación utilizando esta técnica. Del resultado de estas experiencias, queremos extraer una línea de avance y progreso, para la utilización de éstas técnicas en la particularidad de los terrenos arcillosos que configuran nuestra provincia.

2.- JV-2334 VILLARDOMPARDO – FUERTE DEL REY

La Diputación Provincial de Jaén ha querido participar del avance de la técnica en la construcción y conservación de carreteras, por lo que aplicamos por primera vez esta técnica en un proyecto de refuerzo de firme en la carretera JV-2334, Villardompardo - Fuerte del Rey.

Esta carretera une dos poblaciones jiennenses enclavadas en la Campiña Sur, y a su vez establece una conexión diagonal en La Campiña uniendo la carretera A-311 (Jaén - Andújar) con la A-306 (Jaén – Córdoba). No obstante, actualmente su funcionalidad es eminentemente agrícola, pues sirve de colector distribuidor a todas las fincas de cultivo de olivar para los términos municipales de Torredelcampo, Villardompardo y Fuerte del Rey.

Aunque el objetivo del proyecto consistía en una dotación de firme asfáltico, tras los estudios previos del proyecto, se observó el avanzado estado de deterioro y fatiga del firme existente, por lo que se decidió por parte de la Sección de Carreteras del ATIEM, la posibilidad de utilizar esta técnica para mejorar la estructura del firme, previo a la dotación de firme asfáltico.

1.1 Situación Inicial

El tramo objeto del Proyecto comprendió desde Villardompardo hasta el cruce con el Berrueco, con un tramo de longitud total 9.100 mts. y un ancho medio de calzada de 5,00 mts.

Para realizar el estudio de rehabilitación, tras una inspección visual se realizaron 8 catas sobre la traza actual, para determinar el espesor del firme, así como la identificación del material. De las catas realizadas, se dedujo que el firme estaba formado por un espesor medio de 20 cms de Macadam.

Para determinar la factibilidad del proceso de reciclado se ensayó un material teórico, asimilado al suelo obtenido de la fresadora de la maquinaria utilizada. La composición de dicho material teórico se formó con: 65% de Suelo cernido por tamiz 40, 25% de arena de machaqueo cernido por el tamiz 5, y 10% de árido de machaqueo cernido por el tamiz 40 y retenido por el tamiz 5. Con este material realizado en laboratorio, se fabricaron probetas con tres tipos de dosificación de cemento (2,5%, 4,0% y 5,5%) con los que se realizaron ensayos Proctor para determinar la densidad máxima y la humedad óptima; y se llevaron hasta la rotura, obteniendo una resistencia de 3,34 Mpa, 4,61 Mpa y 5,64 Mpa respectivamente. Obteniendo como conclusión la factibilidad de realizar un reciclado.

2.1 Parámetros de Diseño

A partir de los resultados del estudio de factibilidad se determinaron a priori los distintos parámetros del proceso de reciclado. Como se ha dicho anteriormente el firme de la carretera consistía en una capa de 20 cms de macadam, y se descrubió que contábamos con 3,5 mts de ancho, tal y como se construían los caminos en los años 40. Con el paso del tiempo, y tras la motorización de la sociedad, el camino que inicialmente estaba concebido para el tránsito de

animales y transeúntes, se fue transformando poco a poco en una carretera con tráfico fundamentalmente agrícola, de forma que mediante las sucesivas actuaciones de conservación a base de explanar los materiales sobrantes de la limpieza de cunetas y reperfilado de taludes se fue ensanchando la plataforma de la carretera hasta conseguir un ancho medio de 5,00.

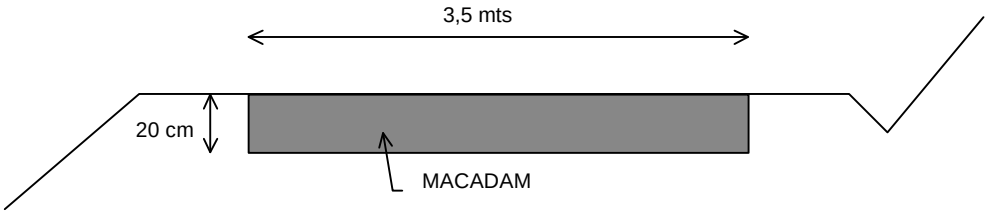


Figura 1: Situación Inicial del Firme

A consecuencia del paso de los vehículos por la calzada, y debido a que la sección de firme estructural de 3,5 mts se encontraba situada en el centro de la calzada aproximadamente, se fue produciendo una deformación lateral de los bordes de calzada, de forma que existía una formación de arqueo sobre los bordes, quedando una superficie convexa.



Figura 2: Deformación lateral de la calzada

Por tanto una vez detectada la estructura completa de la sección del firme actual, se propuso una campaña complementaria de ensayos que nos confirmara si el material en los extremos de la sección eran suelos clasificados como adecuados, de forma que puedan ser utilizados para el reciclado de firme. Así la campaña de ensayos complementarios, consistió en realizar 8 catas en el firme en distintos puntos respecto de los iniciales.

De los resultados de las catas se dedujo que los materiales de los márgenes estaban formados por suelos inadecuados con alto índice de plasticidad, no aptos para un reciclado con adición de cemento, por tanto se tomó la decisión de aportar un corrector granulométrico y de material en los márgenes de la calzada, formado por dos cordones de un metro de ancho a cada lado y 10 cm de espesor de Zahorra Artificial.

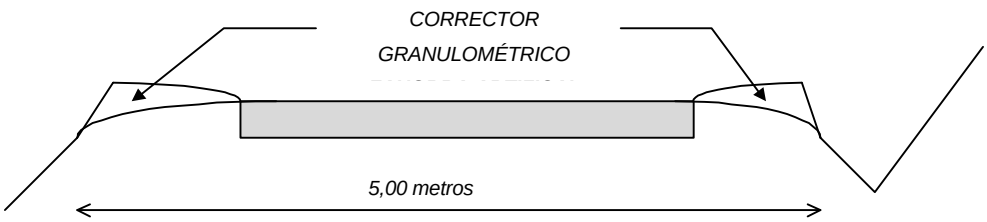


Figura 3: Sección constructiva del firme

Definición del Reciclado:

- Espesor: 20 cm
- Tipo de Reciclado: Tipo IV (cemento)

- Necesidad de Corrector: ZA (10 cm en márgenes)
- Dotación de Conglomerante: 3,5%
- Dotación de Agua: 6,6%
- Equipo reciclado: IN SITU

2.2 Características mecánicas de los materiales

Determinar las características mecánicas del material reciclado, fue indispensable para efectuar el dimensionamiento de la nueva estructura de firme.

Los materiales del firme existente son muy heterogéneos (muy habitual en los firmes antiguos de las carreteras), pero en obra no es posible ir modificando continuamente la fórmula de trabajo, por tanto fue necesario elegir una composición media de la mezcla, y determinar las variaciones en las características mecánicas de los materiales in situ con respecto a dicha composición media.

Así en el primer día de reciclado (viernes 19 de marzo de 1999) se realizó un tramo de prueba de 600 ml, en el cual se extrajo material para ensayar, como para identificación, compactación y ensayos de rotura a compresión simple. Dada la heterogeneidad de los materiales en la sección de calzada, entre el eje y los márgenes, realizamos ensayos PROCTOR KANGO en el p.k. 0+240 en el margen derecho y en el eje, y en el p.k. 0+260 margen izquierdo, obteniendo como resultados la disparidad esperada entre el eje y los márgenes, tanto en resistencia como en densidad. Sin embargo a la vista de los resultados decidimos continuar con la fórmula de trabajo prevista.

Tabla 1: Resultados del Tramo de Prueba en Villardompardo

	RESULTADOS (3 días)	
MATERIAL	Densidad Media	Tensión Media
P.K. 0+600 M.D.	*2,11 gr/cm^3*	*2,65 Mpa*
P.K. 0+600 EJE	*1,84 gr/cm^3*	*1,115 Mpa*

Por último, como sellado de la capa de suelo-cemento formada por el reciclado del firme, de realizó una dotación de firme asfáltico formado por un doble tratamiento superficial asfáltico según la figura 4.

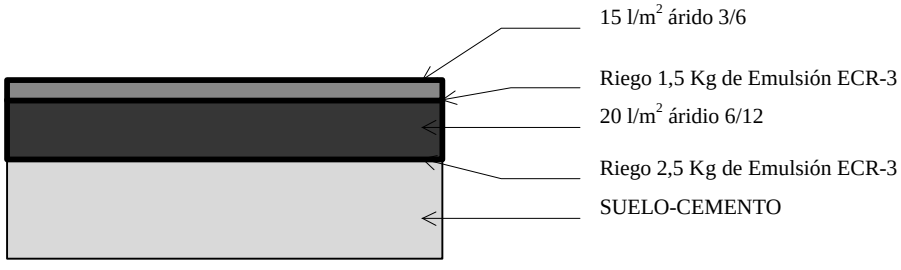


Figura 4: Sección del Firme

2.3 Ejecución de la Obra

La ejecución de una obra de reciclado in situ con cemento se desarrolla, en general, de acuerdo con el siguiente proceso:

- Escarificado y disgregación del firme existente en la profundidad requerida

- Reperfilado
- En caso necesario, corrección granulométrica
- Extensión del cemento
- humectación
- mezclado. (hasta ahora procesos que realiza al unísono la maquinaria de reciclado in situ)
- Nivelación y compactación
- Extensión de riego de curado o de protección y del pavimento

En esta obra optamos por utilizar un equipo derivado de las fresadoras de pavimento, formado por un equipo mixto fresadora-mezcladora autopropulsado (WIRTGEN 2500) capaz de realizar la operación de reciclado, con un espesor de 20 cm en una sola pasada, con una anchura de 2,5 mts, por lo que para el ancho completo de proyecto (5,00 metros) la máquina lo realizaró en dos bandas.

Para el equipo de dosificación de conglomerante, se utilizó un equipo dotado de un mezclador capaz de preparar una lechada de cemento, de forma que se inyecta directamente en la cámara de envuelta sin pérdida de materiales ni emisión de polvo a la atmósfera.

Una vez la máquina ha reciclado el material, inmediatamente después le sigue el equipo de precompactación, de forma que selle y precompacte el suelocemento. Posteriormente a la precompactación, le sigue el equipo de nivelación y compactación, y por último, como capa de sellado de la capa de suelo-cemento, se completa con una dotación de firme asfáltico formada por un doble tratamiento superficial.

2.4 Presupuestos de la Obra

La obra tuvo un presupuesto global de licitación de 90 Millones de Pesetas obteniendo un ratio de 9,5 Millones/kilómetro. La empresa adjudicataria fue “Hormigones Asfálticos Andaluces, S.A. “ (HORMACESA), por un importe total de 70,65 Millones de pesetas.

Aunque el objetivo del proyecto consistió en un refuerzo y dotación asfáltica del firme, tras el estudio inicial y la toma de datos, se observó el deficiente estado de drenaje de la carretera, con la casi total ausencia de obras de drenaje transversal a lo largo del tramo, por lo que antes de proceder a dicho refuerzo, fue necesaria un inversión importante en drenaje, de forma que nos garantice el funcionamiento correcto del firme, ya que de no ser así, se produciría una rápida degradación del mismo a consecuencia de la no evacuación de las aguas superficiales y profundas.

Por tanto, el presupuesto se desglosó en los siguientes capítulos:

TRABAJOS PREVIOS..... 1.176.000 Pts.
DEFENSA Y DRENAJE ..... 18.826.076 Pts.
AFIRMADO..... 41.154.000 Pts.
SEÑALIZACIÓN Y VARIOS ..... 4.042.417 Pts.

3.- JV-3131, ÚBEDA – AGUAS BLANQUILLAS

Otro ejemplo de la aplicación de esta técnica, se realizó en la obra: "JV-3131, Úbeda-Aguas Blanquillas, Dotación de firme asfáltico" durante el mes de OCTUBRE del año 1999.

Esta carretera parte de Úbeda y termina en la J-3130. Realmente no une ninguna población, por lo que su funcionalidad se restringe a la vertebración del municipio de Úbeda, y tiene un uso exclusivamente agrícola.

El tramo de actuación tenía 5.250 metros de longitud, un ancho entre 4,5 y 5,0 metros, y una sección inicial compuesta por 15 cm. de Zahorra artificial y un triple tratamiento superficial, y el firme se encontraba en un avanzado estado de deterioro por envejecimiento y fatiga.

1.2 Parámetros de Diseño

Los estudios previos que se realizaron consistieron en una campaña de catas, para determinar la composición inicial del firme mediante ensayos de caracterización de los materiales del firme.

Igualmente para determinar la factibilidad del reciclado se realizaron ensayos de compresión con un material teórico extraído del firme, y con tres dosificaciones de cemento 1%, 2% y 3%.

Tabla 2: Resultados del Estudio de Dosificación en Úbeda

% CEMENTO	1.0		2.0		3.0	
DENSIDAD	2.08		2.11		2.11	
HUMEDAD (%)	8.2		8.2		8.2	
% HUECOS	13.7		12.6		12.7	
EDAD (días)	3	7	3	7	3	7
R.C.S. (Kg/cm^2)	8.9	13.6	15.0	18.3	18.8	22.6

Finalmente se optó por realizar un reciclado del firme con un espesor de 20 cm, y una dotación del 2,5% de cemento tipo II-32,5 de Asland, y se completó la ejecución del firme con un doble tratamiento superficial de riegos asfálticos.

Definición del Reciclado:

- Espesor: 20 cm
- Tipo de Reciclado: Tipo IV (cemento)
- Necesidad de Corrector: ZA (10 cm en márgenes)
- Dotación de Conglomerante: 2,5%
- Dotación de Agua: 8,2%
- Equipo reciclado: IN SITU

3.1 Ejecución de las Obras

En este caso existió una variante en la ejecución de las obras respecto al caso anterior, utilizándose la dosificación del cemento por vía seca. Consiste este método en una dosificadora por peso, controlada electrónicamente, que avanzaba por delante del tren de reciclado la distancia estimada para completar la actuación diaria de la máquina recicladora.

A diferencia del caso anterior, en esta obra se utilizó una máquina de reciclado RACO 550, de parecidas características a la anterior. La principal diferencia entre ellas radica en que esta máquina no tiene una estructura fija, donde el tambor es el que sube o baja para alcanzar la profundidad de reciclado, sino que aquí es toda la maquinaria la que sube o baja.

3.2 Presupuestos de la Obra

La obra tuvo un presupuesto global de licitación de 35 Millones de Pesetas obteniendo un ratio de 6,66 Millones/kilómetro. La empresa adjudicataria fue "Construcciones Pérez Luján", por un importe total de adjudicación de 70,65 Millones de pesetas.

El presupuesto se desglosó en los siguientes capítulos:

TRABAJOS PREVIOS..... 990.720 Pts.
DEFENSA Y DRENAJE .....2.148.830 Pts.
AFIRMADO.....21.630.000 Pts.
SEÑALIZACIÓN Y VARIOS ..... 585.420 Pts.

4.- CAMINO DE LUPIÓN A GUADALIMAR

Por último otro ejemplo de la aplicación de esta técnica, se realizó en el camino de Lupión a Guadalimar durante el mes de ENERO del año 2000.

Esta carretera parte de la JV-3042 a la salida de Lupión y termina en el asentamiento colonial de Guadalimar. Este camino, es uno de los accesos principales a la aldea de Guadalimar a pesar de no pertenecer a la Red Provincial de Carreteras de la Provincia de Jaén.

El tramo de actuación tenía 6.400 metros de longitud, un ancho entre 4,5 y 5,0 metros, y una sección inicial compuesta por 20 cm. de Zahorra artificial, una gravaemulsión y un riego de sellado, y el firme se encontraba en un avanzado estado de deterioro por envejecimiento y fatiga.

4.1 Parámetros de Diseño

Igualmente que en los casos anteriores los estudios previos que se realizaron consistieron en una campaña de catas, para determinar la composición inicial del firme mediante ensayos de caracterización de los materiales del firme.

Así para determinar la factibilidad del reciclado se realizaron ensayos de compresión con un material teórico extraído del firme, y con tres dosificaciones de cemento 2,5% 3% y 3,5%.

Tabla 3: Resultados del Estudio de Dosificación en Lupión

% CEMENTO	2.5		3.0		3.5	
DENSIDAD	2.26		2.29		2.31	
HUMEDAD (%)	4.81		5.43		6.05	
EDAD (días)	3	7	3	7	3	7
R.C.S. (Mpa)	-	1.92	-	2.22	-	2.31

Finalmente se optó por realizar un reciclado del firme con un espesor de 20 cm, y una dotación del 2,5% de cemento tipo II/B-M 32,5 de Hisalba. Se completó la ejecución del firme con una capa de 4 cm de mezcla bituminosa en frío.

Definición del Reciclado:

- Espesor: 20 cm
- Tipo de Reciclado: Tipo IV (cemento)
- Necesidad de Corrector: ZA (10 cm en márgenes)
- Dotación de Conglomerante: 2,5%
- Dotación de Agua: 4,8%
- Equipo reciclado: IN SITU

4.2 Ejecución de las Obras

En este caso, se optó por utilizar la dosificación del cemento por vía húmeda, al igual que en el primer ejemplo, y con la misma maquinaria, o sea la Wirgen WR2500.

Debido a que la ejecución de la capa de aglomerado en frío, se demoraba en el tiempo, fue necesario la ejecución de un riego de curado.

4.3 Presupuestos de la Obra

La obra tuvo un presupuesto global de licitación de 90 Millones de Pesetas obteniendo un ratio de 14,06 Millones/kilómetro. La empresa adjudicataria fue "Constructora Hispánica S.A.", por un importe total de adjudicación de 76,87 Millones de pesetas.

El presupuesto se desglosó en los siguientes capítulos:

TRABAJOS PREVIOS.....1.945.000 Pts.
DEFENSA Y DRENAJE .....32.203.064 Pts.
AFIRMADO.....26.223.183 Pts.
SEÑALIZACIÓN Y VARIOS .....1.719.612 Pts.

5.- CONCLUSIONES

5.1 Resultados

Tras la ejecución de la obra de Villardompardo, para completar un ciclo completo de ensayos relativos a esta técnica, quisimos realizar un ensayo de placa de carga, para comprobar el comportamiento de la capa de suelo cemento. Dicho ensayo se realizó en el mes de marzo del 99, y se ejecutó sobre la capa de tratamiento superficial de la calzada en el p.k. 0+600 en el eje y en p.k. 3+200 en el margen derecho. De los resultados obtenidos del ciclo de cargas se puede comprobar que el módulo de Elasticidad obtenido en cada ensayo es superior al mínimo exigido para una capa de base.

Tabla 4: Resultados de la Placa de Carga en Villardompardo

ENSAYO	LOCALIZACIÓN	E1	E2	E2/E1	ME	ME min
1	0+600 EJE	78,7	194,4	2,47	104,9 MPa	100 MPa
2	3+200 M.D.	129,6	367,3	2,83	172,8 MPa	*100 MPa*

Por otro lado, es importante reseñar el comportamiento que han tenido las obras en las que hemos utilizado esta técnica, a lo largo del tiempo. Para empezar tuvimos que esperar a que ocurriera un ciclo completo de sequedad-humedad en la climatología para comprobar cómo se comportaba la carretera. Nuestra primera sorpresa fue la aparición de fisuras longitudinales, principalmente distribuidas a lo largo del eje.

Lógicamente por la preocupación por las fisuras aparecidas, nos dispusimos a intentar analizar la causa de dichas fisuras. Tras consultar con varios expertos desechamos la posibilidad de que ocurriese por el distinto comportamiento de la rigidez de la capa de suelocemento al ejecutarla en dos patas, ya que el tiempo de ejecución entre las distintas patas era sólo de horas. También descartamos que fueran provocadas por un sobreexceso de cemento en los solapes de las capas, ya que la rigidez no aumenta lo suficiente como para que se produzcan las fisuras, y que además empezaron a aparecer fisuras en zonas donde no se había producido solape. La conclusión final, es que es debido al comportamiento de las arcillas que tenemos en nuestra provincia. Suponemos, que si utilizamos una capa de rodadura de mayor espesor, estas fisuras no se reflejarían sobre la calzada. Estamos esperando poder realizar un tramo de ensayo con aglomerado en caliente y un espesor mínimo del mismo de 10 cm.

El tratamiento a las fisuras, es el sellado de las mismas con un material asfáltico, para evitar que se produzca la introducción de agua a través de ellas y que debilite la capa.

Por último queremos reseñar, que dichas grietas no son significativas en nuestras carreteras, debido a que estamos hablando de carreteras de baja intensidad de tráfico, y que la funcionalidad de las mismas es para uso exclusivamente agrícola, y el tratamiento con el que finalmente quedan, está muy por encima de las condiciones exigibles de servicio para este tipo de tráfico.

5.2 Conclusión Final

El reciclado in situ con cemento es una técnica que ofrece tres tipos de ventajas: Ventajas Técnicas, Económicas y Ecológicas.

Como Ventajas Técnicas podemos decir que el reciclado permite rehabilitar un firme fatigado, deformado e inadaptado al tráfico que debe soportar. A través del mismo es posible obtener una capa tratada homogénea y estable, con unas características mecánicas similares a las de una gravacemento. Se evita la reducción de los anchos de calzada al no tener que elevar la rasante actual. Y se reducen al mínimo las perturbaciones causadas por las operaciones de construcción a las demás capas del firme existente; y el daño causado a otros tramos de carretera por el paso de la maquinaria de obra.

Dentro de las ventajas Económicas podemos citar que es una técnica en frío y que, en consecuencia, consume poca energía. Supone un importante ahorro, al reducir al mínimo el volumen necesario de nuevos áridos a utilizar en la obra y el costo de su transporte. Conviene recordar, a este respecto, la dificultad cada vez mayor de encontrar suministros de áridos de calidad no demasiado alejados de las obras. Esta gran reducción en el transporte de áridos contribuye a la conservación de la red de caminos y carreteras situada en las proximidades de la obra.

Como ventajas Ecológicas, al ser una técnica en frío, se disminuyen notablemente la contaminación y las emisiones de vapores nocivos, y la reutilización de materiales in situ reduce el volumen de áridos que hay que extraer de yacimientos.

Con la puesta en marcha de la ejecución de estos proyectos, se quiere establecer un punto de partida para la aplicación de esta técnica en la Red Provincial de Carreteras de la provincia de Jaén, de forma que podamos optimizar tanto los recursos naturales como la posibilidad de poder rehabilitar en un futuro la mayoría de los caminos vecinales de nuestra provincia, aprovechando los materiales existentes y respetando los anchos de calzada sin tener que aportar espesores de material que irían en detrimento del ancho actual.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO: EXPERIENCIAS EN DOS CARRETERAS LOCALES DE CASTILLA Y LEÓN (ESPAÑA)

IN SITU CEMENT RECYCLED PAVEMENTS: EXPERIENCES IN TWO LOCAL ROADS IN CASTILLA Y LEÓN (SPAIN)

J. Santos
Director Gerente
Ecoasfalt, S.A.
C/ Alcalá 81, 2º A
28009 Madrid (España)
jsantosp.ecoasfalt@nexo.es

RESUMEN

Esta comunicación expone la experiencia obtenida en la carreteras SG-321 del cruce con N-VI a Muñopedro y SG-322 del cruce con N-110 a Muñopedro, ambas en la provincia de Segovia. Las obras tuvieron lugar entre los meses de agosto del 2000 y febrero del 2001. Estas carreteras locales pertenecen a la Red Complementaria de Carreteras de la Junta de Castilla y León.

El objetivo principal de las obras fue el refuerzo y renovación del firme que se encontraba muy deteriorado. Para el estudio y diseño del firme se realizó una campaña de auscultaciones obteniéndose deflexiones cada 100 m, procediéndose a una tramificación de las carreteras. Así, en los tramos con deflexiones inferiores a 200 (1/100 mm) se consideró un refuerzo de 5 cm con mezcla bituminosa en frío tipo AF-12; y en los tramos con deflexiones superiores se consideró un reciclado "in situ" con cemento en un espesor de 25 cm. Este proceso de reciclado nos ha permitido obtener un firme con una base de características mecánicas y resistentes sensiblemente mejores y con un coste sensiblemente menor al que corresponde si esta base se hubiera construido sobre el firme existente.

ABSTRACT

This paper presents the experience gained in the SG-321 road, from the crossing with N-VI to Muñopedro, and the SG-322 road, from the crossing with N-110 to Muñopedro, both in the province of Segovia. The works were executed between the months of August of 2000 and February of 2001. These local roads belongs to the Complementary Net of Highways of the Autonomous Community of Castilla y León.

The main objective of the works was the reinforcement and renovation of the pavement that was very deteriorated. For the study and design of the pavement an auscultation campaign was carried out. Pavement deflections were measured each 100 m, and different stretches were identified in the road section. Stretches with deflections below 200 (1/100 mm) were reinforced with 5 cm of cold bituminous mixture type AF-12; and in those with deflections above 200 (1/100 mm) the pavement was recycled in situ using cement in a thickness of 25 cm. The recycling has allowed to obtain a pavement with a base of mechanical and resistant properties considerably better and with a cost appreciably smaller than the corresponding to a cement treated base course laid over the existing pavement.

PALABRAS CLAVE

Refuerzo, reciclado, cemento, auscultación, mezcla bituminosa en frío.

KEY WORDS

Reinforcement, recycling, cement, auscultation, cold bituminous mixture.

1. ANTECEDENTES

Las carreteras SG-321 y SG-322 son consideradas tramos de carácter local de la Red Complementaria de Carreteras de la Junta de Castilla y León, que comprende todas las carreteras de la Comunidad Autónoma con tráfico de corto y medio recorrido, y que cumple la misión de unir núcleos de población, bien directamente, bien a través de carreteras estatales o de la Red Regional Básica.

1.1. Estudio geológico - geotécnico

Geológicamente, la zona se encuentra en el límite de la cuenca del Duero con el sistema central, límite de la zona sur - oriental de la cuenca.

El trazado atraviesa en líneas generales materiales terciarios correspondientes al mioceno, predominando las gravas y arenas limosas o arcillosas o las arcillas arenosas. Además, también se atraviesan materiales cuaternarios de carácter aluvial o endorreicos, asociados a morfologías deprimidas y zonas de mal drenaje.

Los terrenos atravesados, en su caracterización como explanada, se pueden clasificar como suelos tolerables[1], con CBR mínimo de tres (3) con algunos tramos de suelo adecuado[2] con CBR mayor de cinco (5). Por tanto puede considerarse a efectos de capacidad soporte una explanada tipo E1 ($5 \leq CBR < 10$). En cuanto a la capacidad soporte del firme, a efectos del cálculo del reciclado, se considera una explanada E3 ($CBR \geq 20$), dada la compactación con los años del mismo debido al tráfico existente.

1.2. Climatología

La zona por la que discurre el trazado se caracteriza por una climatología templada, teniendo en otoño e invierno una cierta frecuencia de lluvias.

1.3. Análisis del tráfico

El tráfico pesado de esta zona se caracteriza por ser de camiones pequeños, al ser una zona de granjas ganaderas.

Basándose en el estudio de la intensidad media diaria mediante la estación de aforos SG-245 situada en el P.K. 28+000 de la carretera SG-322, se determinó una $IMD_{P\ de}$ 43 vehículos pesados que corresponde a la categoría de tráfico T4, y de acuerdo con las Recomendaciones de Proyecto y Construcción de Firmes y Pavimentos de la Dirección General de Carreteras e Infraestructuras (Junta Castilla y León) corresponde a un tráfico T41.

[1] Características principales: no contendrán más de un 25% en peso de piedras cuyo tamaño exceda de 15 cm; límite líquido LL<40 o simultáneamente LL<65 e índice de plasticidad IP>(0,6LL-9); contenido de materia orgánica <2%; la densidad máxima correspondiente al Proctor normal no será inferior a 1,450 kg/dm³.

[2] Características principales: carecerán de elementos de tamaño superior a 10 cm y su cernido por el tamiz 0,080 UNE será inferior al 35% en peso; límite líquido LL<40; contenido materia orgánica <1%; la densidad máxima correspondiente al Proctor normal no será inferior a 1,750 kg/dm³.

2. DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME

Dadas las deficientes características del firme, con presencia de zonas con blandones y grandes deterioros superficiales, se procedió, en Enero de 1999 a una campaña de auscultación. El equipo de medida utilizado fue el deflectómetro de impacto Dynatest HWD 8081. La carga dinámica aplicada fue de 8.18 Tn., que se considera equivalente a la aplicada por el eje de 13 Tn del Deflectógrafo Lacroix.

Los valores de las deflexiones se obtuvieron cada 100 m, y con ellos se procedió a una tramificación de ambas carreteras SG-321 y SG-322.

Tabla 1: Tramificación

P.K. CARRETERA		Deflexión de cálculo	
Origen	**Final**		
SG-321			
2+180	4+000	297.80	Reciclado con cemento
4+000	5+600	256.06	Reciclado con cemento
5+600	6+600	277.58	Reciclado con cemento
6+600	8+600	145.13	Refuerzo con mezcla bituminosa
8+600	10+000	219.92	Reciclado con cemento
10+000	11+100	228.84	Reciclado con cemento
11+100	12+730	146.26	Refuerzo con mezcla bituminosa
SG-322			
12+730	14+500	222.40	Reciclado con cemento
14+500	16+600	289.77	Reciclado con cemento
16+600	19+100	224.54	Reciclado con cemento
19+100	21+00	190.36	Reciclado con cemento
21+000	22+800	209.72	Reciclado con cemento
22+800	24+700	144.40	Refuerzo con mezcla bituminosa
24+700	25+500	197.10	Reciclado con cemento
25+500	26+400	133.25	Refuerzo con mezcla bituminosa
26+400	28+000	300.37	Reciclado con cemento
28+000	30+000	246.71	Reciclado con cemento
30+000	32+000	323.70	Reciclado con cemento
32+000	32+746	298.24	Reciclado con cemento

2.1. Estudio de soluciones

Dado que la mayor parte de la tramificación realizada superó el valor límite de 200, fijado por el Ministerio de Fomento (Orden circular 323/97), se consideró necesaria la rehabilitación total del firme, por lo que la solución técnica y económica más apropiada fue el reciclado del firme.

En los tramos en los que la deflexión de cálculo fue inferior a 150, se determinó un refuerzo del firme, no siendo necesario el reciclado de los mismos.

2.2. Solución de refuerzo adoptada

Teniendo en cuenta estos datos de las deflexiones así como el tipo de tráfico (T41), y tras un análisis de las distintas posibilidades de refuerzo existentes, basándose en criterios económicos, técnicos y de experiencias anteriores y en una línea de innovación técnica y desarrollo de nuevas tecnologías, se adoptó como solución de refuerzo la siguiente:

- Reciclado "in situ" y en frío de los 25 cm superiores del pavimento existente (de los que 7 cm son de aglomerado y 18 cm son de macadam), mediante la adición de un cemento CEM IV/B 32,5 R.
- Extensión de una capa uniforme de 5 cm de mezcla bituminosa en frío del tipo AF-12, fabricada con emulsión modificada.
- Extensión sobre la mezcla bituminosa en frío de una lechada bituminosa del tipo LB-4, fabricada con emulsión modificada tipo ECL-2 M, como tratamiento de sellado e impermeabilización.

El firme proyectado por tanto es:

Tabla 2: Firme

	Sección reciclado	Sección refuerzo
Mezcla bit. en frío modificada	5 cm	5 cm
Reciclado con cemento	25 cm	-

Para mejorar la solución del reciclado con cemento, y de acuerdo con las catas y ensayos realizados, en la carretera SG-321, se previó la extensión de zahorra natural para corregir peraltes y obtener el espesor de reciclado necesario hasta el p.k. 11+100.

En la carretera SG-322 las muestras tomadas revelaron la existencia de una grava arcillosa mal graduada (contaminada) y con plasticidad (LL= 21, IP= 4). Aunque el material era perfectamente válido para reciclar con cemento, se consideró que era conveniente corregir la curva granulométrica y reducir la plasticidad mediante la aportación de un 10% de arena caliza procedente de machaqueo desde el p.k. 12+730 hasta el final.

3. RECICLADO DEL PAVIMENTO IN SITU CON CEMENTO

Se define la unidad reciclado en frío "in situ" como la mezcla íntima, convenientemente compactada, del material procedente del fresado del firme existente con cemento, cuyo fin es reutilizar una o varias capas de un firme deteriorado. Todo el proceso de ejecución de esta unidad se realiza a temperatura ambiente y sobre la misma superficie a tratar. Su ejecución comprende las operaciones siguientes:

- Estudio previo de los espesores y características de las capas del firme existente.
- Estudio y definición de la fórmula de trabajo.
- Reciclado del firme existente, consistente en la ejecución simultánea del fresado del firme en el espesor definido, incorporación del cemento y, eventualmente agua en la proporción definida en la fórmula de trabajo, mezclado íntimo de todos los materiales hasta lograr una mezcla homogénea y extensión de la misma.
- Compactación de la capa de mezcla extendida.
- Control de calidad de la unidad, durante la ejecución y una vez terminada la misma.

3.1. Estudio previo del firme

Como ya se ha dicho anteriormente, el firme estaba formado de arriba abajo por las siguientes capas:

- Una capa de mezcla bituminosa de 7 cm de espesor desgastada.
- Una capa de 18 cm de espesor de macadam.
- Una capa granular muy antigua de jabre.

3.2. Estudio de la fórmula de trabajo

Para determinar la fórmula de trabajo se procedió, en primer lugar, a tomar muestras en la carretera mediante una fresadora, realizando un total de 6 catas y tomando 12 testigos en otros tantos puntos elegidos de forma aleatoria a lo largo de los tramos de las carreteras objeto del proyecto.

El cemento que se utilizó para el reciclado fue el CEM IV/B 32,5 R.

- Su resistencia a compresión a los 28 días es de 32,5 N/mm2.
- Su composición era:
  - Clinker: 56%
  - Cenizas volantes: 41%
  - Compuestos adicionales: 3%

En colaboración con el laboratorio CIESM (Centro de Investigación Elpidio Sánchez Marcos) se estudió y propuso la fórmula de trabajo más adecuada. Sobre cada una de las muestras se realizaron los siguientes ensayos:

- Determinación de la granulometría (Norma NLT-104)

Tabla 3: Granulométricos

Tamices UNE	Cata 1 4+000	Cata 2 10+000	Cata 3 15+000	Cata 4 25+000	Cata 5 28+000	Cata 6 31+000
80			100			
63	100	100	84	100	100	100
50	96	95	66	84	81	89
40	73	77	50	72	65	74
25	51	63	42	58	39	54
20	46	56	41	56	34	49
12.5	35	39	38	39	24	35
10	31	33	35	33	21	31
6.3	22	24	32	20	16	22
5	19	22	30	16	14	20
2	10	13	25	5	9	12
1.25	9	12	23	4	8	11
0.4	7	7	14	3	5	7
0.16	4	5	9	2	3	5
0.08	2.9	4.1	6.3	1.3	2.5	3.8

- Determinación de los Límites de Attemberg (Norma NLT-105/6)
- Contenido en materia orgánica (Norma UNE 103204)
- Contenido en sulfatos solubles (Norma UNE 103202)

Tabla 4

	Attemberg	% Materia orgánica	% Sulfatos (SO_3)
Cata 1	No plástica	0.025	0.005
Cata 2	No plástica	0.026	0.007
Cata 3	No plástica	0.104	0.013
Cata 4	No plástica	0.010	0.02
Cata 5	No plástica	0.077	0.004
Cata 6	No plástica	0.063	0.006

- Fabricación de probetas de suelo cemento (Norma NLT-310)
- Rotura a compresión de probetas de suelo cemento (Norma NLT-305)

Con la mezcla de materiales y cemento del tipo IV/B 32,5 R, se fabricaron probetas con diferentes porcentajes de cemento que una vez ensayadas dieron los resultados dados a continuación.

Previamente a la preparación de estas probetas se determinó el porcentaje óptimo de humedad (Norma UNE 103501; NLT-108), adicionando a los áridos un 3% de cemento.

Tabla 5: Proctor Modificado

Humedad (%)	2.93	4.01	6.00	8.22	9.31
Densidad (g/cm3)	2.089	2.123	2.147	2.134	2.105

- **Densidad máxima (g/cm3) 2.14**
- **Humedad óptima (%) 6**

Tabla 6: Resultado de probetas

% Cemento	3	4	5
Densidad (g/cm3)	2.102	2.112	2.135
Resistencia a compresión (kg/cm2)	14.4	18.9	22.73

- **Resistencia a los 7 días (kg/cm2) ..... 25 (para un %cemento= 5.5)**

- El porcentaje de agua en peso respecto al material a reciclar fue del 3%, ya que la época de ejecución del reciclado fue en invierno y a causa de las lluvias el terreno tenía un alto contenido de humedad (4%).

La validez de la fórmula de trabajo quedaba supeditada a las primeras aplicaciones en obra. Al iniciar los trabajos se comprobó que se cumplían las especificaciones de Pliego de Prescripciones Técnicas del Proyecto.

3.3. Reciclado del firme existente

Para la ejecución del reciclado se dispuso de una fresadora - mezcladora autopropulsada sobre neumáticos de la marca Wirtgen modelo WR-2500.



Figura 1: Recicladora WR-2500

Esta máquina tiene como principales características:

- Microprocesador de dosificación por peso.
- Anchura máxima de fresado de 2438 mm.
- Profundidad de fresado entre 0 y 500 mm. Para dicha operación dispone de 232 picas con puntas de widia sujetas mediante unos portadores fáciles y rápidos de cambiar.

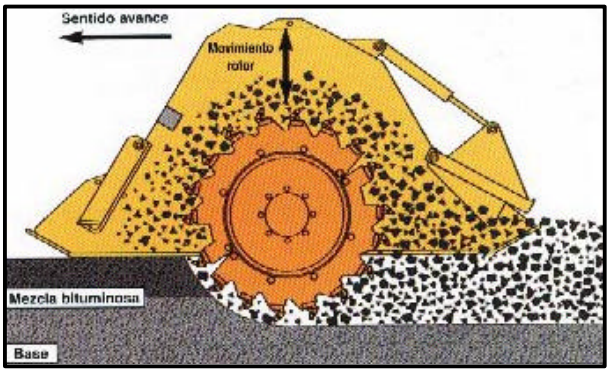


Figura 2: Esquema funcionamiento



Figura 3: Rotor provisto de picas

Para su alimentación de agua, se utilizó una cisterna de agua con capacidad para 20.000 litros. Esta cisterna se disponía a la cabeza del tren de reciclado durante la operación de carga. Dicha operación tuvo una duración media de 10 minutos.

Para la incorporación del cemento se utilizó una mezcladora de lechada de cemento modelo Wirtgen WM-1000. Esta máquina tiene dos depósitos para el contenido del agua y del cemento. La carga de este último se realizaba mediante una cisterna de cemento de 25 Tn de

capacidad y tenía una duración aproximada de 20 minutos, la cual permitía unas 2 horas de reciclado continuo. El cemento se tenía que pedir con la antelación de un día y había que especificar la hora de suministro. La cisterna se disponía paralela a la mezcladora.

La incorporación de la lechada se realizaba a través de una bomba que impulsaba la suspensión desde el mezclador hasta el rotor de fresado de la recicladora. Dicha incorporación se controlaba electrónicamente con un microprocesador, de forma que se dosificaba ponderalmente el porcentaje indicado de lechada respecto al peso del material tratado (de acuerdo con la velocidad de avance, densidad del material, dosificación de cemento y profundidad de trabajo).



Figura 4: Dosificador de lechada de cemento y agua WM-1000

Las picas utilizadas en el fresado del firme eran de diámetro de 21 mm. En la medida de lo posible se intentaba que el cambio de las picas desgastadas por otras nuevas coincidiese con la carga del cemento. El consumo medio de picas fue de 50 unidades al día.

La ejecución del reciclado se realizó en tres bandas paralelas y continuas para abarcar todo el ancho de las carreteras, que era de 5,20 metros.

Como norma para la ejecución del reciclado en un tramo completo (de 3 bandas), éste se comenzaba por la banda derecha, ya que es el lado donde se encuentra la cabina de la máquina y así se facilitaba la visibilidad del conductor de la línea de la cuneta o de la franja reciclada anteriormente; a continuación se reciclaba la franja central con un solape respecto de la anterior de 30 cm; y por último se reciclaba la banda izquierda con un solape de 30 cm. La longitud de cierre de cada tramo oscilaba entre 150 – 200 m.

Se cuidó el funcionamiento de las dosificaciones de cemento y agua para no duplicar la dotación de los mismos en las zonas de solape entre cada dos pasadas consecutivas. A este respecto hay que tener en cuenta lo siguiente:

- El rotor de la recicladora tiene 8 botones que abren 16 difusores para la salida de la lechada, de tal manera que el botón número 1 abre los difusores 1 y 3, el botón número 2 abre los difusores 2 y 4... y así sucesivamente. Cada uno de estos difusores es independiente.

- Para la ejecución del reciclado se consideró que las bandas extremas tuviesen un ancho de 2,50 m, mientras que la banda central fuera de 0,20 m.
- En la primera pasada (banda derecha) se abrían todos los botones con sus difusores excepto el botón nº 8 (difusores 14 y 16). Por esta razón de los 2,50 m de ancho se reciclaban efectivamente 2,20 m dejándose 0,30 m para el solape con la segunda banda.
- En la segunda pasada (banda central) se abrían sólo los 6 difusores de la derecha del tambor, de forma que se reciclaban 0,80 m (los 0,30 m de solape más 0,20 m correspondientes a la banda central más 0,30 m de solape con la tercera banda).
- En la tercera pasada (banda izquierda), para evitar la sobredosificación en la zona de solape, se cerraba el botón nº 1 que abre los difusores 1 y 3. De esta manera, al igual que en la primera pasada se reciclaban 2,20 m.

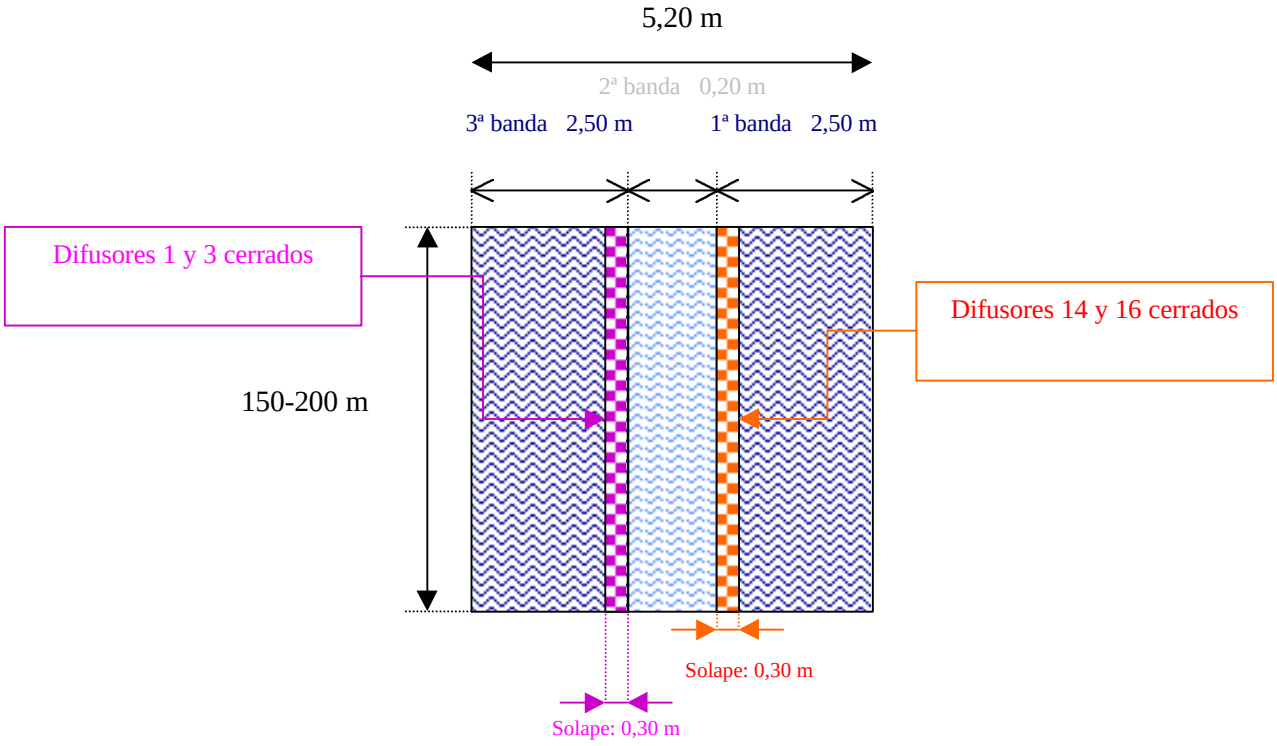


Figura 5: Ancho de bandas

La superficie total de reciclado fue de 120.257,20 m2, con un espesor de 25 cm, en 30 días de trabajo. El rendimiento medio logrado ha sido de 4.008 m2/día. Este rendimiento se vio afectado debido a que, tal como se indicó antes, el reciclado se realizó en invierno y se produjeron lluvias que repercutieron negativamente en la ejecución de la unidad.

3.4. Compactación del material reciclado

El espesor de 25 cm de la capa construida mediante el reciclado del firme existente, obligaba a disponer de una compactación muy potente para conseguir unas densidades tales que, según el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, fueran como mínimo el 97% de la obtenida en el ensayo Proctor, cuyo valor era de 2,14.

Para ello, se dispuso de dos compactadores autopropulsados:

- El primero era un compactador marca Bomag, de 17 Tn. con rodillo vibrante.
- El segundo era un compactador mixto tipo MX-180 con llanta metálica y cuatro ruedas neumáticas con un peso total de 14 Tn.

Diariamente se reciclaba un tramo completo de la carretera en todo su ancho, mediante tres bandas contiguas. La ejecución de una banda se efectuaba antes del comienzo del fraguado de la contigua (aproximadamente 2 horas) lo que permitía que las zonas de solape quedasen homogéneas, sin necesidad de cortar la junta de trabajo.

3.5. Maquinaria adicional

- Tal como se indicó anteriormente, en la carretera SG-321 de Muñopedro a Sanchidrián se previó la extensión de una capa de zahorra natural para corregir peraltes y obtener el espesor de reciclado necesario hasta el p.k. 11+100.

  Para realizar esta operación se utilizó una motoniveladora CAT 12 F.

- Además se utilizó un equipo auxiliar de curado para proteger el reciclado ante el paso del tráfico y favorecer el curado del cemento. Para dicho riego se empleó una emulsión ECR-1 con una dotación de 1 kg/m2 y un árido 3/6 porfídico.

  Dicho equipo estaba compuesto por una cisterna de emulsión Breinning SHY-12000, una camión gravillador hidráulico Iveco y un rodillo VTA-90.

3.6. Control de calidad

Como en cualquier tipo de obra, el control de calidad fue imprescindible para garantizar la obtención de un resultado satisfactorio. Este control se desarrolló en dos etapas: una para controlar la ejecución del reciclado mientras éste se llevaba a cabo; y otra para comprobar que el resultado final cumplía con todas las exigencias.

Además, antes del inicio del reciclado se verificó la adecuación de los equipos a las características del mismo (dotación de conglomerante, profundidad de reciclado, eficacia del mezclado), así como su estado de conservación.

En el caso de esta obra, se realizó previamente un tramo de prueba a fin de ajustar los parámetros de funcionamiento de los equipos de reciclado (sobre todo la velocidad de avance) y las condiciones de compactación (características de los compactadores y número de pasadas).

Se dispuso de un laborante del Centro de Investigación de Elpidio Sánchez Marcos (CIESM) que realizaba, por cada 1000 m2, ensayos de humedad, densidad y compactación con un troxler (medidor por isótopos radioactivos) después del reciclado y la compactación.

A continuación se exponen algunos de los resultados de dichos ensayos. Los datos obtenidos se obtuvieron para una profundidad medida de 15 cm y una densidad de referencia de 2,14 g/cm3.

Tabla 7: Control de densidades

Fecha	P.K.	Densidad (g/cm3)	Humedad (%)	Compactación (%)
30/10/00	11+060 (I)	2.082	7.2	100.1
10/11/00	13+750 (D)	2.12	6.2	101.9
16/11/00	13+980 (D)	2.088	4.7	100.4
22/11/00	16+950 (C)	2.124	7.1	102.1
05/12/00	22+600 (I)	2.152	6.0	103.5
11/12/00	25+100 (C)	2.149	4.6	103.3
27/12/00	30+920 (D)	2.122	9.0	102.0
03/01/01	31+600 (I)	2.09	6.3	100.5
11/01/01	6+600 (I)	2.12	6.8	101.9

(I)- margen izquierdo de la carretera; (C)- margen central de la carretera; (D)- margen derecho de la carretera

Antes del reciclado, al tener el terreno una humedad natural alta, se hacía un control de la misma, cada 500 m2, determinando con el troxler su valor y así conociendo el porcentaje de agua con el que trabajar. En aquellos tramos en los que la humedad alcanzaba el valor óptimo se oreaba previamente el material realizando una pasada de la recicladora sin añadir agua ni cemento.

También, después del reciclado y antes de la compactación se cogían muestras de material por parte del mencionado laborante, el cual elaboraba probetas y realizaba:

- Por cada 2000 m2 de capa reciclada se rompían cuatro probetas a compresión simple a los 7 días (Norma NLT-305).

Tabla 8: Resistencia a compresión 7 días

Fecha	Nº probeta	Densidad (g/cm3)	Resistencia (kg/cm2)
07/11/00	7	2.143	33.1
22/11/00	22	2.218	36.9
28/11/00	28	2.192	31.3
15/12/00	47	2.212	26.1
03/01/01	55	2.139	27.7
10/01/01	60	2.223	37.8

- Por cada 5000 m2 se realizaban dos series de tres probetas que se rompían a compresión simple a los 28 días (Norma NLT-305).

Tabla 9: Resistencia a compresión 28 días

Fecha	Nº probeta	Densidad (g/cm3)	Resistencia (kg/cm2)
10/11/00	14	2.227	59.9
04/12/00	30	2.123	23.5
	31	2.124	26.8
	32	2.108	29.9
	33	2.116	27.2

Las probetas se realizaban antes de 1 hora para que el comienzo del fraguado del cemento no alterase los resultados.

Para la zahorra que se extendió en el p.k. 11+100 de la SG-321 para la corrección de peraltes y así obtener el espesor de reciclado necesario, se realizaron los siguientes ensayos:

- Granulometría (Norma UNE 103101; NLT-104)

Tabla 10: Análisis granulométrico

Tamices UNE	80	63	50	40	25	20	12.5	10	6.3	5	2	1.25	0.4	0.16	0.08
% que pasa	100	96.8	96.8	82.7	73.1	68.1	61.8	58.3	52.0	49.5	41.0	37.4	20.6	13.0	9.2

Tabla 11: Clasificación geotécnica

Finos	Arena fina	Arena gruesa	Gravas
9.2	11.3	20.5	59.0

- Límites de Attemberg (Norma UNE 103103/4)

No plástico.

- Proctor Modificado (Norma UNE 103501; NLT-108)

Tabla 12: Proctor Modificado

Humedad (%)	4.13	6.64	7.98	9.47
Densidad (g/cm3)	2.092	2.152	2.105	2.053

- **Densidad máxima (g/cm3) 2.14**
- **Humedad óptima (%) 6,5**

Para el control de la dotación del conglomerante, se controlaba diariamente el buen funcionamiento de las toberas de inyección y de los paneles indicadores de la maquinaria.

Para el control de la profundidad del tratamiento, dos veces al día, se controlaba la profundidad del escarificado a la salida de la recicladora mediante la apertura de una calicata antes de iniciar la compactación.

4. CONCLUSIONES

Entre las conclusiones más interesantes que se han desprendido de los trabajos realizados están las siguientes:

El reciclado es una técnica muy competitiva en coste frente a soluciones de refuerzo convencionales, máxime si añadimos los costes ambientales.

El reciclado es una técnica suficientemente desarrollada para utilizar en distintos tipos de carreteras.

El reciclado es una técnica bastante más rápida, y por tanto con menos molestias al usuario de la carretera, que otras alternativas de reconstrucción.

El reciclado mantiene la cota de rasante antigua con la eliminación de problemas en las anchuras de las obras de fábrica.

1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO
1 AL 4 DE OCTUBRE DE 2001
SALAMANCA (ESPAÑA)

1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENT
1 TO 4 OCTOBER 2001
SALAMANCA (SPAIN)

EL RECICLADO CON CEMENTO EN LAS VÍAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁFICO. APLICACIÓN A LA RED DE CARRETERAS DE LA JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN. (ESPAÑA)

CEMENT RECYCLING OF LOW VOLUME ROADS. EXPERIENCES IN AUTONOMOUS COMMUNITY OF CASTILLA Y LEÓN (SPAIN)

L. A. Solís Villa
Director General de Carreteras
Consejería de Fomento
Junta de Castilla y León (España)

J. Díaz Minguela
Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA)
Plaza San Marcos, 6
24001 - León (España)
iecanoroeste@infonegocio.com

Comunicación *(100)*

RESUMEN

La Comunidad autónoma de Castilla y León, una de las más extensa de Europa, abarca una superficie de unos 94.000 km^2 con una población muy dispersa de 2,5 millones de habitantes. La red autonómica de carreteras tiene una longitud de 11.311,8 km, cuyos gastos de conservación y mantenimiento en unas características de rodadura cómodas y seguras, obligan a un continuado esfuerzo inversor, buscándose soluciones económicas y acordes con los condicionantes medioambientales de conservación del entorno.

La realización de 32 tramos de reciclado, con una longitud total próxima a los 350 km, en vías de baja intensidad de tráfico (intensidad media inferior a 100 vehículos pesados por día y carril), junto con los proyectos ya realizados para la iniciación de otros 100 km, arrojan una considerable experiencia en la aplicación de dicha técnica que resuelve correctamente los requisitos exigidos. Por un lado se trata de una técnica económica, con un coste que varía desde el orden de 36.000 € por kilómetro en una vía de tráfico inferior a 25 vehículos pesados/día/carril con una sección de 5 cm de mezcla bituminosa sobre un espesor de 20 cm de reciclado del firme existente, hasta unos 87.600 €, para una vía de tráfico entre 100-200 vehículos pesados de un ancho de 8 m y una sección formada por una capa reciclada de 25 cm sobre la que se disponen 12 cm de mezcla bituminosa en caliente.

Por otro lado, es una técnica con importantes ventajas medioambientales, perfectamente respetuosa con el entorno, de fácil aplicación. En la comunicación se exponen las obras realizadas de reciclado, los ensayos, controles y algunos aspectos de obra fruto de la experiencia para asegurar la correcta ejecución y adecuada vida futura del firme.

ABSTRACT

The Autonomous Community of Castilla y León is one of the largest in Europe, with an area of some 94 000 km^2 and a very scattered population of 2.5 million. The Autonomous road network has a length of 11,311.8 km which maintenance and rehabilitation costs to get a safety and comfortable wearing properties, obliged to a continuous investing effort, looking for friendly environmental and cost-effective maintenance solutions.

The execution of 32 cement recycling works, with a total length of about 350 km of low volume roads (average daily traffic less than 100 commercial vehicles), as well as the projects for another 100 km, produce a wide experience in the application of this technique that solves satisfactorily the established requirements. Moreover, it is a economical technique with a cost varying from 36.000 € per kilometre, in roads with an average daily traffic less than 25 commercial vehicles and a pavement section constituted by 5 cm of hot asphalt concrete over a 20 cm deep cement recycled pavement, to 87.600 € per kilometre in roads with an ADT between 100 and 200 commercial vehicles, 8 m wide, and a pavement section of 12 cm of hot asphalt concrete over a 25 cm deep cement recycled pavement.

Apart from anything else this technique has also important environmental advantages, easy to apply, and respectful with the environment. The paper describes the executed cement recycling works, the tests and controls carried out, and some details and guidelines to guarantee a correct execution and a proper service life of the pavement.

PALABRAS CLAVE

Tráfico, realizaciones, comportamiento, densidad, ventajas económicas y ambientales

KEY WORDS

Traffic, works, performance, density, environmental and economical advantages

1. INTRODUCCIÓN

La Comunidad autónoma de Castilla y León, una de las más extensas de Europa, abarca una superficie de unos 94.000 km^2, casi el 19% del territorio Español, con una reducida población sin embargo que supone escasamente el 6% del total nacional (unos 2,5 millones). Dicha población se encuentra dispersa en unos 2.250 municipios, de los que más de 1.000 no alcanzan los 250 habitantes (lo que equivale a una densidad media de 7,4 hab/km^2 en dichos municipios), por lo que es necesario disponer de una amplia red de carreteras, que actualmente alcanza los 32.800 km. De esta red, 11.311,8 km corresponden a la Red Regional de Carreteras gestionada por la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León.

Esta red se subdivide en una Red Básica, que junto con la Red de Carretera del Estado da servicio al tráfico de largo recorrido, incluyendo las carreteras con mayor intensidad de circulación o con una función más relevante en la estructuración y ordenación del territorio, y una Red Complementaria, que atiende a tráficos de corto y medio recorrido y cumple la misión de garantizar el acceso a los núcleos de población, y que al tener mas de 9.000 km, se subdivide en Itinerarios Preferentes y Red Local. Así, la clasificación de la red según categorías y provincias es:

	RED BÁSICA		**RED COMPLEMENTARIA (IP)**		**RED COMPLEMENTARIA (L)**	
Provincia	**KM.**	**IMD (media)**	**KM.**	**IMD (media)**	**KM.**	**IMD (media)**
Ávila	233,1	2.203	496	745	281	295
Burgos	188,0	1.715	927	871	704	577
León	374,0	2.048	670	1.812	687	683
Palencia	295,1	2.014	374	768	848	266
Salamanca	293,3	1.765	631	1037	357	680
Segovia	176,4	3.621	408	957	227	499
Soria	199,1	1.253	337	448	393	217
Valladolid	231,4	2.482	320	970	559	426
Zamora	180,2	1.481	537	604	424	497
TOTALES	**2.170,6**	**2.065**	**4.700**	**912**	**4.479**	**460**

El tráfico de la red es reducido con una Intensidad Media Diaria (IMD) media de 972 vehículos por día, con una mayor incidencia lógicamente en la red básica donde la IMD media es de 2065 vehículos/día con un 14% de pesados (IMD pesados media = 271), pudiéndose destacar los siguientes aspectos generales respecto al tráfico.

- El 70% de las carreteras autonómicas tienen menos de 1.000 vehículos/día/carrril.

- El 98% de las carreteras tienen una IMD inferior a 5.000 vehículos/día/carril.

Una red tan amplia con tráfico de intensidad reducida, obliga a un continuo esfuerzo inversor que se traduce para el año 2001 en una dotación presupuestaria ordinaria destinada a la red convencional de 132,58 millones de euros, de los que 52,90 millones se dedican al capítulo Conservación, con el fin de mantener las carreteras en adecuadas características de rodadura, cómodas y seguras. Para ello siempre se buscan soluciones económicas y acordes con los condicionantes medioambientales de conservación del enorme y variado entorno natural existente en Castilla y León.

Con esta idea, se realizó el primer reciclado con cemento in situ en el año 1994 en la carretera comarcal C-519, entre las poblaciones de Villabrágima y Villagarcía de Campos, como obra

experimental a visitar durante el II Congreso Nacional de Firmes, realizado por la Junta de Castilla y León en Valladolid en mayo de 1994, habiéndose reciclado ya actualmente un total de 32 tramos, que suponen casi 350 km de carreteras de la Red Regional.

Incluso, el IV Congreso Nacional de Firmes de la Junta de Castilla y León, que tuvo lugar en junio de 1998 en Segovia se dedicó como tema monográfico al reciclado de firmes, realizándose interesantes debates y exposiciones sobre este campo.

2. RAZONES PARA REALIZAR UN RECICLADO CON CEMENTO

La solución de reciclar una carretera con cemento, cuando se encuentra en un estado de deterioro que no es suficiente el refuerzo con una o dos capas de mezcla bituminosa, (técnicamente definido por medirse deflexiones con un valor superior a 200 al aplicar una carga de un eje de 13 t), es el proceso lógico de conjugar los aspectos económico y ecológico. Entre las ventajas que afectan a estos dos parámetros cabe destacar:

- Mediante el reciclado se consigue recuperar la capacidad de soporte del firme, obteniendo una estructura resistente, homogénea y duradera.

- Es una solución económica en su ejecución: no es necesario instalar una planta de fabricación, no hay que aportar áridos (o solo parcialmente), se evita el transporte del material, se obtienen mayores rendimientos frente a otras soluciones, etc.

- El ahorro de áridos frente a otras soluciones de rehabilitación del firme (como el extendido de una capa de zahorra artificial y otra de mezcla bituminosa) puede estimarse entre 3.000 y 4.000 toneladas por kilómetro de acuerdo al siguiente cuadro:

Categoría de tráfico	**T31**		**T41**	
Nº camiones/carril/día	**100 a 200**		**25 a 50**	
Espesor (cm)	Reciclado	Alternativa	Reciclado	Alternativa
mezcla bituminosa	12	15	8	5
capa reciclada	25	--	22	--
zahorra artificial	--	25	--	30
Ahorro de áridos (kg/m^2)	545	--	500	--
ancho de la calzada	8 m		6 m	
ahorro total áridos con solución reciclada (t/km)	4.360		3.000	

Esto no solo tiene un importante efecto económico, sino que al no necesitar abrir nuevos yacimientos de áridos, ni reducir las reservas de los existentes se logra evitar un elevado impacto negativo sobre el medio natural.

- Es una solución altamente respetuosa con el medio ambiente. Además de no necesitar extracciones de material, no es necesario realizar transportes (no se dañan los caminos colindantes y se evitan vertidos), ni son necesarios vertederos, al no producirse sobrantes por el aprovechamiento de los materiales de la carretera.

3. NORMATIVA

Para el dimensionamiento de la primera obra realizada en 1994 mediante la técnica del reciclado, se utilizó el programa Alize III del Laboratoire Central de Ponts et Chaussées francés, partiendo de las característica mecánicas y leyes de fatiga habitualmente utilizadas en España. Para ello se calcularon previamente los módulos de las diferentes capas del firme existente, mediante la aplicación del cálculo inverso (backcalculation) a partir de los cuencos de deflexiones medidos in situ con un deflectómetro de impacto y las características y espesores de los materiales. El número de ejes equivalentes de 13 t que era necesario superar era 1,1 millones de ejes, situación que se cumplía con la sección formada por 32 cm de capa reciclada y 4 cm de mezcla bituminosa. No obstante, para ampliar el coeficiente de seguridad se decidió reciclar 33 cm de espesor.

Ante la ausencia de normativa, el resto de obras, se fueron dimensionando de una forma similar.

En el año 1996, La Dirección General de Carreteras e Infraestructuras de la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León publica las "Recomendaciones de Proyecto y Construcción de Firmes y Pavimentos" en las que, aunque no se recogen secciones tipo de firme para la solución reciclado, si se introducen importantes novedades respecto a la normativa estatal y que se resumen en:

- Creación de unas subcategorías de tráfico que aproximen más el tráfico real a la sección diseñada de acuerdo con el siguiente cuadro:

Categoría de tráfico	T2		T3		T4		
Subcategoría	T21	T22	T31	T32	T41	T42	T43
IMD_P [(1)]	800	400	200	100	50	25	12 0

[(1)] Intensidad Media Diaria de vehículos pesados en el carril de proyecto, el año de puesta en servicio

- Publicación de una tabla de explanadas nueva, en la que se promocionan las soluciones de estabilización in situ.

- Nuevas secciones de firmes, entre las que destacan soluciones con base de suelocemento más equilibradas, económicas y con mayor resistencia a fatiga.

- Compatibilidad entre las soluciones de refuerzo y las nuevas secciones a emplear en ensanches.

La novedad fundamental en las secciones con base de suelocemento consistió en el incremento de espesor de estas capas (20 a 35 cm según el tráfico en una capa, y hasta 45 cm en dos capas adheridas) y la reducción del espesor de las capas de mezcla bituminosa dispuestas encima.

En algunos proyectos se empezó a asemejar la solución de reciclado a una sección de las citadas con base de suelocemento considerando la carretera como una explanada de categoría

E3 (índice CBR superior a 20), dada la fuerte compactación que ha sufrido por el tráfico a lo largo de los años.

Posteriormente en el año 1999, el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA) publica el Manual de Firmes Reciclados in situ con Cemento, en el que se incluye un catálogo de secciones que coinciden sensiblemente con las secciones de suelocemento anteriormente mencionadas.

En la actualidad se está procediendo a la actualización de las "Recomendaciones de Proyecto y Construcción de Firmes y Pavimentos", habiéndose publicado un díptico resumen en el que se incluyen las secciones tipo diseñadas para firmes reciclados con cemento y que se exponen a continuación (en este caso se agrupan las subcategorías de tráfico T42 y T43 en una sola de 0 a 25 vehículos pesados/día/carril de proyecto):

SECCIONES DE FIRME RECICLADO CON CEMENTO (espesores mínimos en cm)						
Categoría de tráfico pesado	**T21**	**T22**	**T31**	**T32**	**T41**	**T42**
Mezcla bituminosa en caliente	12	12	12	10	8	5*
Capa reciclada in situ con cemento	35	30	25	25	22	20

* Con tráficos reducidos (IMD < 100 vehículos/carril/día) puede disponerse doble tratamiento superficial.

Las características exigidas al material reciclado son las siguientes:

- Resistencia mínima a compresión a 7 días	2,5 MPa (1)
- Módulo de elasticidad E cálculo	6.000 MPa
- Contenido mínimo de cemento	3%
- Densidad mínima en obra	98% $D_{máx}$ (2)

(1) Sobre probeta cilíndrica de Ø 0,15 m y L = 0,18 m. Con cementos con alto contenido de adiciones esta prescripción se reduce a 2,1 MPa por su mayor evolución de resistencias a largo plazo.

(2) Densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado, Norma UNE 103501

4. BREVE HISTORIA DEL RECICLADO EN CASTILLA Y LEÓN. REALIZACIONES.

4.1 Año 1994. Primera realización. 16 km

La primera experiencia consistió en el reciclado de 16 km en la carretera comarcal C-519, entre Villabrágima y Villagarcía de Campos, en la provincia de Valladolid en el año 1994.

Esta carretera había sido ensanchada en el año 1988, ampliando la antigua carretera de macadam a sección 6/8 (dos carriles de 3 m y arcenes pavimentados de 1 m), mediante la colocación de 20 cm de subbase granular y el refuerzo general con 25 cm de zahorra artificial caliza y 8 cm de mezcal bituminosa en caliente. El ensanche se apoyó sobre una explanada de suelos del Mioceno (arcillas arenosas) de índice CBR entre 3,5 y 5, sobre el que se colocó un geotextil.

El tráfico que soportaba la carretera entonces era de 110 vehículos pesados por día y carril. La Norma 6.1 y 6.2-IC del Ministerio de Fomento, publicada posteriormente en 1989, exigía para

este tráfico la disposición de 18 cm de mezclas bituminosas sobre 25 cm de zahorra artificial y 25 cm de zahorra natural. Como era previsible, la escasa sección dispuesta junto al empleo de materiales no todo lo aptos que deberían ser, (empleo de zahorras calizas margosas con equivalente de arena menor de 30 e índice de plasticidad en torno a 8), hicieron que se presentaran serios problemas de fisuración en piel de cocodrilo, que condujeron al prematuro agotamiento del firme y motivaron continuas y generalizadas campañas de bacheo.

Por todo ello se hizo preciso una solución de rehabilitación del firme, de manera que se actuase sobre esta base mediocre, transformándola en un material apropiado. La solución de reciclado in situ con cemento, evitaba la demolición y transporte del firme a vertedero, y la necesidad de disponer elevados espesores de refuerzo de mezcla bituminosa, con la consiguiente necesidad de áridos para su fabricación. La solución construida consistió en el reciclado in situ con cemento en una profundidad de 33 cm y la disposición encima de una capa de mezcla bituminosa de 4 cm.

El reciclado se realizó con una dosificación del 4,1% en peso de cemento tipo II-C/35 (compuesto por un 73% de clinkder Portland, 23% de cenizas volantes y 4% de filler calizo), lo que con una densidad máxima de 2035 gr/cm^3 suponía dosificar 28 kg/m^2 con una humedad óptima del 6,6%. Para ello se empleó un repartidor de cemento Elde 15 de la empresa francesa Viafrance, consistente en un camión articulado con un sistema de dosificación controlado por la velocidad de avance y un sistema de autopesado y corrección de la dosificación media. Para el reciclado se empleó un estabilizador/mezclador RACO 250 que intervenía después de realizar el fresado de los 8 cm de mezcla bituminosa, con un equipo Wirtgen 2000. Posteriormente se prefisuraba a una distancia de 3 m con el equipo Olivia de la empresa Viafrance.

Con el reciclado se consiguió ademas que el equivalente de arena del material subiera a 70 y eliminar la plasticidad. Las resistencias a compresión obtenidas sobre probeta de 15 cm de diámetro y 18 cm de longitud a la edad de 7 días eran del orden de 2,5 MPa.

4.2 SG-310 y AV-902. Dos obras más en 1997

La siguiente realización consistió en el reciclado, en abril de 1997, de 1,5 km (10.500 m^2) en la carretera de acceso a Zamarramala, vía utilizada como variante de Segovia y único acceso de los camiones al vertedero de la ciudad. La carretera tenía un firme obtenido de la pavimentación de un camino agrícola con 3-4 cm de mezcla bituminosa en caliente sobre 20 cm de zahorra natural, que tenía un índice de plasticidad superior a 12, y presentaba numerosos baches, blandones y desperfectos superficiales debido al pesado tráfico.

Este reciclado se realizó como parte de un proyecto de investigación dirigido por la Junta de Castilla y León para la construcción de un pavimento de hormigón poroso de altas prestaciones. El reciclado sirvió para lograr una explanada de apoyo homogénea y resistente.

La profundidad de reciclado fue de 25 cm, aunque en alguna zona para sanear se reciclaron 40 cm. Con una dosificación del 2% de cemento II-C/35A (hay que recordar que se trataba de una explanada sobre la que posteriormente se apoyó una capa de 25 cm de suelocemento y un pavimento de 23 cm de hormigón poroso) y una humedad óptima del 7% se lograron valores de resistencia a compresión a los 7 días de 1,4 MPa y un índice C.B.R. medio de 136.

Para la construcción se utilizó un equipo Wirtgen WR 2500, alimentado por el dosificador de lechada WM 400 y un rodillo compactador HAMM 5011. Para lograr una regularidad superficial apreciable, que es sin duda uno de los principales problemas de este sistema de trabajo, se refinaba el material con una motoniveladora.

Los rendimientos medios de trabajo fueron del orden de 4.000 m^2/día, lográndose en algunas ocasiones rendimientos de 7.000 m^2/día, a pesar de haber algún tramo con pendientes del 14%

Poco después se inició en Ávila el reciclado, en una profundidad de 30 cm, de la carretera AV-902, entre las localidades de Navaluenga y Burgohondo, coincidiendo con un ensanche y mejora de trazado. La obra tiene una longitud de 4,5 km y un trazado sinuoso al encontrarse en zona montañosa.

En esta obra se presentó por primera vez el problema que surge en los ensanches: intentar resolver la realización in situ del ensanche y el reciclado conjuntamente. Para ello, se pretendió realizar in situ la base de suelocemento del ensanche con el jabre existente en la zona, puesto que aquí no hay zahorras, requiriendo este una dotación de conglomerante del 5%, mientras que el reciclado de los 25 cm de macadam y 5 cm de mezcla en frío existentes en la carretera antigua exigían únicamente una dosificación del 4%. Dado que ambas franjas de reciclado y ensanche no son homogéneas, siendo el ensanche cuñas que se anexionan por uno o ambos lados, (en las rectas se ensancha la plataforma por ambas márgenes pero se mejora el trazado, por lo que en las curvas solo se ensancha por el interior habiendo muchos tramos de transición), los resultados obtenidos fueron algo heterogéneos, obteniéndose resistencias a compresión a 7 días de 3,8 MPa en la calzada y 2,1 MPa en el suelocemento del ensanche, valores que subieron a los 28 días a 4,8 y 2,9 MPa respectivamente.

A este problema se sumó otro más, que consiste en la dificultad de conseguir en las curvas el peralte adecuado, inexistente en la carretera que se reciclaba, combinado con la dificultad de tener que realizar la obra con el tráfico circulando, fundamentalmente a la hora de reciclar la banda central de las tres en las que se trabajaba cada sección.

Todo estos problemas planteados en esta obra, se han ido resolviendo en otras posteriores, fundamentalmente mediante el desvío del tráfico durante la realización de las obras, y la fabricación del suelocemento del ensanche en planta, colocándose con motoniveladora.

Los peraltes en las curvas se lograron con mezcla bituminosa en caliente, disponiéndose en el conjunto un espesor medio de 8 cm. El resultado final de la obra puede calificarse como bueno, habiendo transcurrido ya cuatro años con un tráfico de 769 vehículos, de los que el 6% son vehículos pesados (categoría de tráfico T41).

4.3 Año 1998. IV Congreso Nacional de Firmes: Reciclado de Firmes

En 1998, la Junta de Castilla y León realiza en Segovia, del 3 al 5 de junio, el IV Congreso Nacional de Firmes dedicado en exclusiva al reciclado de firmes. En este foro se debaten las ventajas, inconvenientes y problemas que surgen en este tipo de obras, tanto de reciclado en frío, como en caliente.

Dentro del programa se realiza una visita técnica a dos obras que en esas fechas se estaban realizando: el reciclado de las carreteras SG-241 y SG-242, entre las localidades de Sepúlveda y Sacramenia, y la carretera SG-211, de cruce con la carretera C-601 a Aguilafuente.

La primera consiste en el reciclado de 14,5 km de una carretera, que como casi todas las de la red autonómica de Castilla y León, está pavimentada con una capa de macadam, muchas veces contaminado de arcilla, con varios tratamientos superficiales como rodadura. Dado que dicho macadam, tiene una granulometría discontinua, previamente al reciclado se extienden 10 cm de una zahorra artificial como corrector granulométrico y con el fin de incrementar el espesor útil de reciclado, a la vez que se reduce considerablemente la plasticidad del firme existente. Así, la corrección granulométrica resulta como se expone en el siguiente cuadro:

Tamices UNE	**80**	**63**	**50**	**40**	**25**	**20**	**12,5**	**10**	**5**	**2,5**	**1,25**	**0,63**	**0,32**	**0,16**	**0,08**
Firme existente (10 muestras)	100	96	88,6	74,5	56,1	50,6	40,7	37,0	28,9	24,2	20,1	17,7	14,1	11,2	9,29
Zahorra artificial				100	99	97	87	78	54	39	28	22	18	15	12,3
Zahorra artificial + firme	100	96,75	93	84,5	73	68,75	58,75	53,25	38,5	29,75	23	19	15,5	12,5	10,25

El dimensionamiento del firme se realizó para el tráfico existente de 218 vehículos/día (26 vehículos pesados/día), proyectándose un reciclado de 25 cm de espesor sobre el que se disponen 10 cm de mezcla bituminosa en frío sellada con una lechada. En los ensayos previos se obtuvieron resistencia a compresión a 7 días de 2,3, 3,2 y 3,9 MPa con el 2, 3 y 4% de cemento CEM II/B-M 32,5 UNE 301:96, compuesto por un 70% de clinker Portland, un 20% de cenizas volantes y el 10% de caliza. La densidad media en obra conseguida era de 2,11, lo que significa el 99% de la densidad máxima del ensayo Proctor Modificado, (2,13 para una humedad óptima del 5,28%).

El reciclado se realizó con un equipo Wirtgen 2100 DCR dotado de regla vibrante y alimentado por el mezclador WM 400, disponiéndose previamente la zahorra con una extendedora.

La segunda obra que se realizaba a la vez, tiene una longitud de 8,5 km y consistió en el reciclado de 25 cm de espesor de la carretera SG-211, que disponía de un firme formado por 5 cm de mezcla bituminosa en frío sobre 20 cm de macadam silíceo. Sobre la capa reciclada se extendieron sendas capas de 5 y 6 cm de mezcla bituminosa en caliente tipos S-20 y S-12 de la normativa española.

En esta obra se extendió también previamente un 10% de arena caliza procedente de machaqueo, empleándose un 3% de cemento del tipo CEM IV/B 32,5, uno de los más apropiados para carreteras y que es el más empleado actualmente, al estar compuesto por un 56% de clinker, el 41% de cenizas volantes y el 3% de filler calizo.

Para el reciclado se emplearon los equipos Wirtgen WR 2500 y WM 400, con una motoniveladora para mejorar la regularidad superficial. El rendimiento medio de la obra ha sido de 7.000 m^2/día, es decir unos 800 m^2 por hora, trabajando sin tráfico.

Posteriormente en noviembre, se realiza el reciclado de 17,7 km de la carretera AV-114, entre San Pedro del Arroyo y Muñico, en Ávila. Con un tráfico también reducido de 309 vehículos al día, de los que el 22% son pesados (carreteras de carácter rural de 5 m de ancho), se reciclaron 30 cm de espesor de la carretera constituida por macadam como todas las anteriores

y tan solo un riego superficial de rodadura. Como rodadura se extendió 5 cm de mezcla bituminosa en frío fabricada con betún modificado.

Para la construcción se utilizaron dos equipos Writgen que actuaban en diferentes tramos: un WR 2500 alimentado con un dosificador WM 1000 y un equipo 2100 DCR alimentado por el WM 400. Tras el primer equipo se dispuso una motoniveladora. Los rendimientos medios obtenidos fueron de 7000 m^2/día.

Todas las obras citadas se protegieron con un riego de curado ECR-1, formado por una emulsión catiónica de rotura rápida, que en este último caso se sellaba con un árido 3-6 mm, para permitir el paso inmediato del tráfico.

En este mismo año se realiza con esta maquinaria el tramo de 14 km de la carretera ZA-511, entre Villalpando y Villanueva de Campos, en la meseta Castellana (provincia de Zamora).

4.4 Año 1999. 47 km de reciclado, el despegue.

En este año se realizan reciclados por diversas provincias como Burgos, 10 km en la carretera C-6318 entre Bercedo y Espinosa de los Monteros; León, 16 km en la LE-126 entre Encinedo, La Baña y el límite de provincia con Orense; Palencia, 17 km en las carreteras P-944, entre Frechilla y la intersección con P-952 y P-953 entre Fuentes de Nava y Becerril de Campos; Segovia, en la SG-331 acceso a al Estación de Yanguas, y Soria, travesía de Morón de Almazán.

En general se trata de reciclados con espesor variable entre 20 y 30 cm, de antiguas carreteras muy deterioradas realizadas con macadam. Como rodadura, sobre el reciclado se dispone de una o dos capas de 4-5 cm de mezcla bituminosa, que en algunos casos como en Palencia, se fabrica en frío.

4.5 Otras realizaciones – Resumen

A todos los reciclados citados se suman muchos otros que se incluyen en el cuadro adjunto. De estas realizaciones hay que indicar que las carreteras de Palencia, Salamanca y Valladolid indicadas como año de realización 2001, están recientemente iniciadas o próximas a iniciar el reciclado.

RECICLADOS REALIZADOS POR LA JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN

Provincia	Tramo	Año	Longitud (Km)
Ávila	AV-902 Navaluenga – Burgohondo	1997	4,5
	AV-114 San Pedro del Arroyo – Muñico	1998	17,7
Burgos	C-6318 Bercedo – Espinosa de los Monteros	1999	10
	BU-401 Castrojeriz – Villaquirán de los Infantes	2000	15
León	LE-126 La Baña – Límite Provincia Orense	1999	10
	LE-126 Encinedo – La Baña	1999	6
	LE-126 Truchas – Encinedo	2000	18
Palencia	P-944 de Frechilla (cruce con P-951) a cruce con P-942 y P-953 de Fuentes de Nava a Becerril de Campos	1999	17
	P-940 de Fuentes de Nava a Mazariegos, P-934 de Boadilla de Rioseco a Guaza de Campos, P-972 de Villada a Pozo de Urama y P-984 de San Cebrian de Campos a cruce con N-611	2000	32
	P-963 de Cervatos de la Cueza a Villafolfo, P-430 de Valdespina a cruce con C-617 y P-411 de Valdeolmillos a Torquemada.	2000	28
	P-921 de Torremormojón a Ampudia y P-910 de Ampudia a Valoria del Alcro.	2001	8
	P-951 de Guaza de Campos a cruce P-952 P-941 de cruce con P-942 a Castromocho P-931 de Villada a Límite provincia de León	2001	28
Salamanca	C-517 Vitigudino – La Fregeneda (42 km)	2001	19,2
Segovia	SG-310 Acceso a Zamarramala	1997	1,5
	SG-241 y SG-242 Sepúlveda – Sacramenia	1998	14,5
	SG-211 De C-601, a Aguilafuente	1998	8,5
	SG-351, Santiuste de San Juan Bautista – cruce N-VI	2000	16
	SG-331 Acceso a Estación de Yanguas	1999	3
	SG-321 y SG-322 cruce N-VI – cruce N-110	2000	30,5
Soria	SO-340 Travesía de Morón de Almazan	1999	0,6
Valladolid	C-519 Villabrágima – Villagarcía de Campos	1994	16
	C-611 Medina de Rioseco – Límite Provincia Palencia	2001	28
Zamora	ZA-511 Villalpando – Villanueva del Campo	1998	14
		TOTAL km	**346**

A estas realizaciones hay que sumar otro gran número de proyectos de conservación en los que se considera la opción de reciclado como solución más apropiada para la rehabilitación, entre los que destaca:

- En Salamanca: C-515, cruce con SA-204 – Ciudad Rodrigo, 27 km (se reciclan 12,6 km).

- En Segovia: SG-P-2131, Laguna de Contreras – Sacramenia, 5,5 km
  SG-342, Nava de La Asunción – Navas de Oro, 7 km
  C-112, Cuellar – Límite Provincia Valladolid, 18 km (reciclado de 8 km)

- En Valladolid: C-112, Olmedo – Límite Provincia Segovia, 19 km (reciclado solo parte)

- En Zamora: C-528 de cruce C-527 a cruce ZA-302, 24 km (reciclado solo parte)
  ZA-P-2443, Bretocino – Mozar – Morales de Valverde 20 km

5. ALGUNOS ASPECTOS A CONSIDERAR EN LAS OBRAS

A continuación se exponen algunos aspectos a considerar en las obras que recogen la experiencia de todos estos tramos realizados:

- Al inicio de las obras se deben corroborar los estudios previos realizados en el proyecto, reciclando un tramo de varios metros y tomando muestras del material reciclado sin cemento para realizar los ensayos de compactación (Proctor Modificado) y resistencia.

- La maquinaria normalmente utilizada tiene una anchura útil de reciclado de 2,00 – 2,40 m por lo que la sección hay que dividirla en bandas considerando el solape necesario. Por ello una carretera de 5 m de anchura se puede reciclar en dos bandas (quedando 10 cm a cada lado sin reciclar sobre los que pintar la línea blanca de borde), pero cualquier otra sección de mayor anchura debe reciclarse en tres bandas y hay que poner especial atención en no sobredosificar las bandas de solape.

  Además hay que cuidar que solo se recicle donde haya firme para reciclar, evitándose tocar los bordes en los que haya material plástico que pueda contaminar el resto del firme. Si se desea ensanchar la plataforma, es necesario realizar previamente un cajeo de los bordes y rellenar estos con zahorra de similares características que el material de la calzada que se va a reciclar, con el fin de que la cantidad de conglomerante y la humedad óptima sean las mismas en todo el ancho de la sección. Si esto no es así, habrá que rellenar las cajas de los márgenes con suelocemento fabricado en central.

- En condiciones normales, si no se usa un retardador de fraguado, no conviene que pasen más de 2 horas desde que se inició el reciclado de la primera banda hasta que se termina la compactación de la última banda de esta misma sección, por lo que al inicio de la obra la longitud de las bandas de reciclado no debe ser mayor de 100 m, ampliándose esta distancia a medida que se comprueba que la ejecución se hace correctamente y la temperatura ambiente es aceptable.

- Hay que controlar el espesor reciclado mediante la apertura de catas realizadas en el material antes de compactar junto a la banda de carretera sin reciclar, que se toma como referencia para medir la profundidad. Estas catas sirven además para comprobar la homogeneidad del material en color (mezcla con cemento) y humedad. Se debe controlar que la velocidad de la maquina de reciclado no sea excesiva para que el material esté suficiente tiempo en la cámara de mezclado del tambor.

- Para conseguir una buena compactación del material y la resistencia prescrita es muy importante que la humedad del material este próxima a la optima del ensayo Proctor Modificado. Este es el parámetro más difícil de asegurar en obra.

- Tras el material reciclado se realiza un ciclo de compactación (ida y vuelta) con el rodillo vibrando en su amplitud máxima, solapando las bandas hasta trabajar en todo el ancho de la sección. Posteriormente la motoniveladora actúa realizando un refino (retirada de los últimos centímetros superficiales), pero no se debe dejar únicamente para este equipo la misión de obtener la regularidad.

En ocasiones aparecen segregaciones de áridos gruesos y formación de algunos nidos de gruesos que se agrupan sin mortero de envuelta. Esto ocurre cuando se recicla un macadam muy grueso discontinuo que carece de finos y no se aporta otro material para cubrir los huecos y es fundamentalmente la motoniveladora quien si mueve mucho el material provoca estas segregaciones. La solución ideal es aportar un material fino o de la granulometría que falte y reciclar más despacio para romper bien los gruesos.

En cualquier caso es conveniente que la motoniveladora mueva el material lo menos posible, realizando únicamente un refino y no el traslado de material de una zona a otra. Para ello, bien con la aportación de material, o bien con los equipos adecuados, se le debe dotar a la carretera de la regularidad y geometría que se pretenda obtener (peraltes, bombeo, etc) antes de proceder a operar con la maquinaria de reciclado y no dejar esta función para la motoniveladora situada detrás de los equipos.

- Respecto a la compactación, al inicio de las obras se debe definir el sistema de trabajo. Para ello tras el primer ciclo de compactación y la motoniveladora, se darán diversas pasadas de rodillo, midiendo con una sonda nuclear la densidad obtenida en cada ciclo para conocer el número de pasadas necesarias. La densidad exigida es como mínimo del 98% de la máxima del ensayo Proctor Modificado. Además es muy importante mentalizar al maquinista de la importancia de su trabajo pues sin duda es muy monótono y aburrido.

- Como un parámetro más de control, diariamente se realizan probetas en la obra para romper a compresión a la edad de 7 días, guardando algunas para romper a 90 días.

- Cuando el curado se realiza con emulsión que es lo usual, este se extiende al final del día, por lo que es muy importante humedecer la superficie de vez en cuando pulverizando agua (no encharcando) para evitar desecaciones. Cuando además circula inmediatamente el tráfico, la emulsión se protege con gravilla 3-6 (dotación entre 4 y 6 l/m^2).

- Por último, antes de proceder al riego de adherencia previo al extendido de la capa de mezcla bituminosa dispuesta encima, se debe proceder a realizar un buen cepillado con un cepillo de cerdas metálicas, que levante los áridos sueltos y la parte del riego de curado que no esté bien adherida. Una correcta adherencia de la capa de reciclado y la de mezcla bituminosa dispuesta encima es imprescindible para asegurar la vida útil estimada del firme.

6. COSTES

El coste de la solución reciclado varia de acuerdo con diversos parámetros y fundamentalmente con los siguientes:

- El tamaño de la superficie a reciclar y el espesor.
- La naturaleza de los áridos y las capas del firme a reciclar.
- El porcentaje de cemento necesario.

No obstante un orden de magnitud del coste de las obras realizadas últimamente es el siguiente:

COSTE DE EJECUCIÓN MATERIAL (en euros)

Tráfico		**T31** (100-200) *	**T41** (25-50) *	**T42** (1225)*
Espesores sección (cm)	Mezcla bituminosa	12	8	5
	Reciclado	25	22	20
Coste equipo reciclado por m^2		1,50	1,32	1,20
Coste equipos auxiliares por m^2		0,45	0,45	0,45
Cemento (4%) por m^2		1,35	1,19	1,08
Mezcla bituminosa rodadura por m^2		7,00	4,66	2,91
Riego curado y otros		0,65	0,65	0,40
COSTE SECCIÓN / M^2		10,95 €	8,27 €	6,04 €
Ancho carretera		8 m	6 m	6 m
COSTE TOTAL/ KM		87.600 €	49.620 €	36.240 €

* Vehículos pesados/carril/día

7. CONCLUSIONES

En esta comunicación se han expuesto brevemente las experiencias realizadas por la Dirección general de Carreteras de la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León, en el reciclado durante los últimos siete años de un total de 350 km de carreteras de la red autonómica, repartidos en un total de 32 actuaciones diferentes.

El reciclado in situ de firmes con cemento resulta una óptima solución de rehabilitación de una carretera degradada por sus ventajas técnicas y económicas. El aprovechamiento además de los materiales de la carretera, sin necesidad de explotar otros yacimientos de áridos, ni de tener que utilizar vertederos, consolida esta solución absolutamente ecológica, que en Castilla y León, comunidad sede de este Primer Simposio Internacional sobre Estabilización de Explanadas y Reciclado in situ de Firmes con Cemento, es una realidad con un amplio futuro.