

DISEÑO DE PAVIMENTOS DE LARGA DURACIÓN A PARTIR DE BASES ESBELTAS TRATADAS CON CEMENTO DE ALTA RESISTENCIA. EXPERIENCIAS EN LAS AUTOPISTAS M7 Y M8 EN IRLANDA

David Almazán Cruzado y Gianni Rovito Scandiffio
Departamento de Firmes y Pavimentos de Eptisa, España
DALMAZAN@EPTISA.COM & GROVITO@EPTISA.COM

RESUMEN

Se entiende por pavimento de larga duración a todo aquel que es capaz de soportar las sollicitaciones de tráfico sin necesidad de llevar a cabo ninguna rehabilitación estructural, siendo exclusivamente objeto de rehabilitaciones superficiales, durante un periodo aproximado de 40 años.

Con esta filosofía, se ha procedido a diseñar la explanada y el firme de un tramo de uno de los ejes principales que vertebra el tejido viario irlandés. Se trata de las Autopistas M7 y M8 que discurren entre las localidades de Portlaoise y Cullahill (M7), y Portlaoise y Castletown (M8), que cuenta con una longitud aproximada de 41 km.

El firme de larga duración diseñado es de tipo semi-rígido, sobre el cual se han introducido las siguientes innovaciones:

- Diseño de una explanada de alta capacidad estructural, con un módulo equivalente superior a 400 MPa, a partir de la disposición de un sistema multicapa compuesto por dos capas cementadas, que proporciona un apoyo indeformable al firme y una baja susceptibilidad a posibles filtraciones de agua, en detrimento de la explanada tradicional compuesta por capping y granular sub-base.
- Empleo de bases esbeltas (150 mm) de grava-cemento de alta resistencia a compresión (superior a 20 MPa), con objeto de aumentar la durabilidad del firme, de reducir la posibilidad de entrada de agua en el firme a través de las capas superiores y de reducir costes de construcción en el firme.
- Pre-fisuración de la base cementada cada metro de longitud, con objeto de retrasar en el tiempo la propagación de fisuras transversales desde la base cementada hacia la capa de rodadura.
- Empleo de mezclas fonoabsorbentes en capa de rodadura, con objeto de reducir hasta en 3 dB(A) el ruido generado por el tráfico.

1. DIMENSIONAMIENTO DE LA EXPLANADA

La explanada es uno de los factores de diseño que más influencia tienen en el dimensionamiento de firmes de larga duración.

La elección de la capacidad portante de la explanada de una carretera viene definida por el valor del módulo de rigidez de diseño, medido sobre la superficie de la misma.

En la Tabla 1 se muestran los diferentes tipos de explanadas que se pueden encontrar en la Normativa Inglesa. [1]

Tabla 1- Especificaciones de Módulos de rigidez para clasificación de explanadas

Quantity	Surface Modulus (MPa)			
	Class 1	Class 2	Class 3	Class 4
Foundation Class (Stiffness Modulus used in Design)	50	100	200	400

1.1. Modelos de cálculo

Para abordar el diseño de la explanada fue necesaria la realización de un estudio pormenorizado, tanto de los escenarios posibles, como de los materiales disponibles. El modelo adoptado para el cálculo analítico de la explanada fue el de la Figura 1. [1]

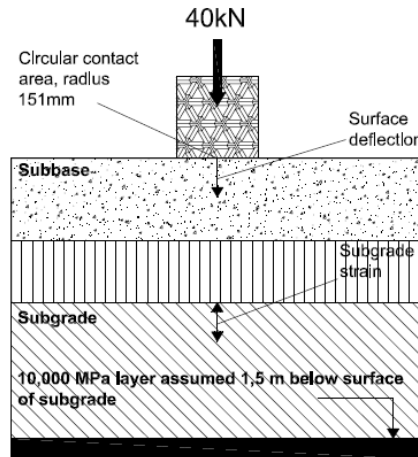


Figura 1- Modelo de diseño para explanadas

Como se puede observar el modelo está formado por un sistema elástico multicapa, solicitado mediante carga circular, representada por una rueda simple sobre la que se sitúa una carga vertical de 40 KN, con 151 mm de radio.

Cabe señalar que en Gran Bretaña la carga por eje estándar del vehículo pesado de referencia es de 80 KN.

Los materiales disponibles procedentes de la excavación o de canteras cercanas fueron los siguientes: Cl. 804 (zahorra artificial), 6E (material granular cohesivo), 7F (material granular arenoso) 1C (material granular con gravas y arenas) y 2C (todo-uno). [2]

En base a estos materiales y a la intención de diseñar un firme de larga duración, se optó por diseñar una explanada de Clase 4, para la cual se definieron dos escenarios de actuación a lo largo del trazado:

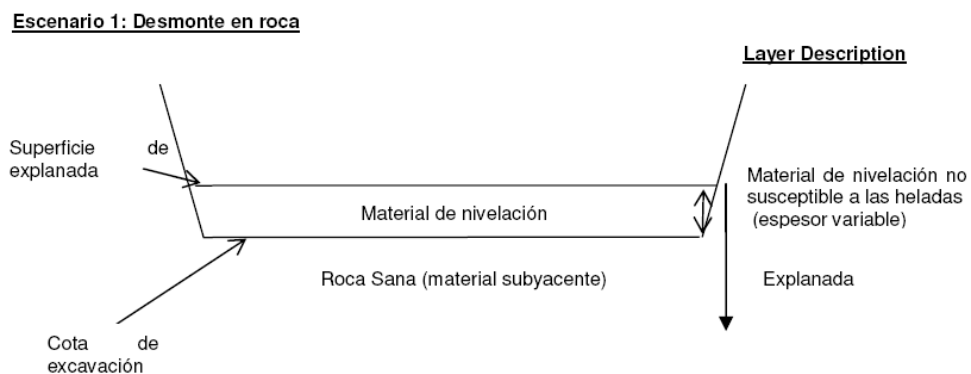


Figura 2- Escenario 1: Desmonte en roca

Escenario 2: Zonas de terraplén y zona de desmonte con alto nivel de excavabilidad

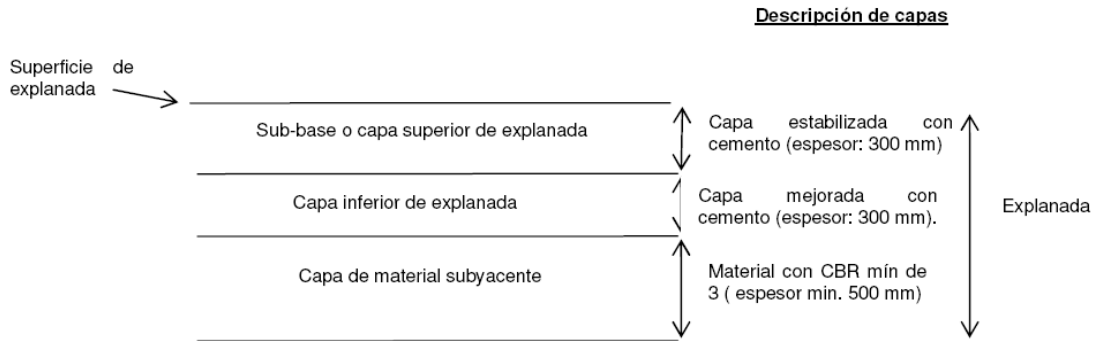


Figura 3- Escenario 2: Zonas de terraplén y zonas de desmonte con alto nivel de excavabilidad

Una vez realizados los modelos analíticos correspondientes a cada escenario se comprobaron los siguientes aspectos:

a) En fase de diseño

- se comprobó que la deformación vertical en la fibra superior de la capa de material subyacente era inferior a la máxima admisible para una explanada de clase 4. [1]

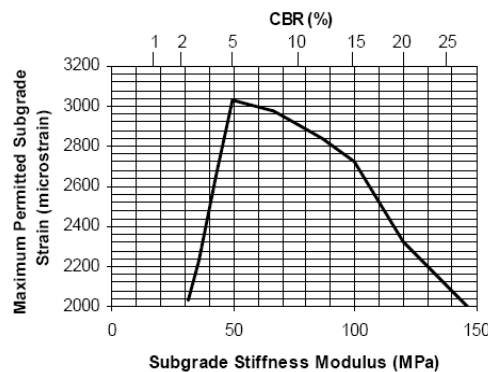


Figura 4- Deformaciones verticales máximas admisibles bajo carga (eje estándar) de la capa de material subyacente, según su capacidad estructural

- Se comprobó que la deflexión teórica obtenida era inferior a la máxima admisible para una explanada de clase 4. [1]

Tabla 2- Deflexiones máximas admisibles bajo carga (eje estándar) para distintas explanadas

Class 1	– 2.96mm
Class 2	– 1.48mm
Class 3	– 0.74mm
Class 4	– 0.37mm

b) En fase de construcción

- se comprobaron, mediante ensayos “in situ”, los módulos de rigidez de las distintas capas que componen el modelo analítico, pero especialmente, el módulo de superficie que clasifica la tipología de la explanada, de acuerdo a la tabla 3. Para ello se adoptó la opción de curado lento, a partir de la adición de retardadores de fraguado de tipo GGBS en la capa de sub-base o parte superior de la explanada. [2]

Tabla 3- Módulos de superficie en función de la tipología de explanada

Quantity	Surface Modulus (MPa)			
	Class 1	Class 2	Class 3	Class 4
Foundation Class (Stiffness Modulus used in Design)	50	100	200	400
Target	Unbound: 40 Bound: 50	Unbound: 80 Bound: 100	Fast Curing: 300 Slow Curing: 150	Fast Curing: 600 Slow Curing: 300
Minimum	25	50	Fast Curing: 150 Slow Curing: 75	Fast Curing: 300 Slow Curing: 150

El cumplimiento de los módulos objetivo (target) y mínimo (minimum) es un indicador en la fase de construcción que garantiza a su vez el cumplimiento del módulo de diseño en superficie de la explanada. Este indicador tiene en cuenta la dispersión que podría producirse en los valores de ensayo, debido a la variabilidad de la capacidad portante de la capa subyacente, el hecho de que las capas cementadas presetan un módulo de rigidez a corto plazo más elevado que el de diseño, así como, las consecuencias de un menor nivel de control en las capas que conforman la explanada.

1.2. Determinación del espesor de firme susceptible a las heladas

Siendo conscientes de las condiciones climatológicas de Irlanda en la zona de influencia de las obras, se procedió a determinar el espesor de firme, a partir del cual las heladas pueden tener efectos adversos sobre el firme. Para ello, se ha de calcular el índice de heladas (I), que se define como el producto del número de días consecutivos donde se registran heladas, por su correspondiente promedio de temperaturas (en grados Celsius). De manera que el espesor (en centímetros) de firme susceptible a las heladas (H) se calcularía mediante la siguiente expresión:

$$H = 4 \sqrt{I} \quad [3]$$

1.3. Tramos de prueba. Correlaciones

La determinación del módulo de superficie de la explanada o módulo equivalente, así como el de la capa inmediatamente inferior, se realizó mediante el ensayo de carga con placa y el deflectómetro de impacto. [1]

Para ello se ejecutaron varios tramos de prueba para cada escenario y con distintos materiales, con objeto de verificar la validez del modelo de cálculo analítico supuesto.

En este sentido cabe señalar que el módulo de superficie tiene asociado un factor de ajuste en función de la capacidad portante de la capa inmediatamente inferior a la explanada. De manera que si existiera una diferencia entre los valores de diseño del módulo de rigidez adoptado en las capas inferiores, que forman el conjunto de la explanada (ver figuras 2 y 3), y el obtenido mediante ensayos "in situ", se aplicaría la siguiente expresión:

$$\text{Factor de ajuste} = 1 + k \times \ln(\text{Sub-grade Ratio}) \quad [1]$$

K = 0.28 cuando se trabaja con CBR ; K= 0.43 cuando se trabaja con módulos de rigidez

Por otra parte, a través de los tramos de prueba, se observó que los valores de los módulos de superficie de la explanada, diferían entre sí cuando se determinaban mediante el ensayo de carga con placa (ensayo estático), de cuando se hacían con el deflectómetro de impacto (ensayo dinámico). Por esta razón fue necesario establecer una correlación entre ambas metodologías de ensayo, con objeto de garantizar el cumplimiento de las bases del diseño.

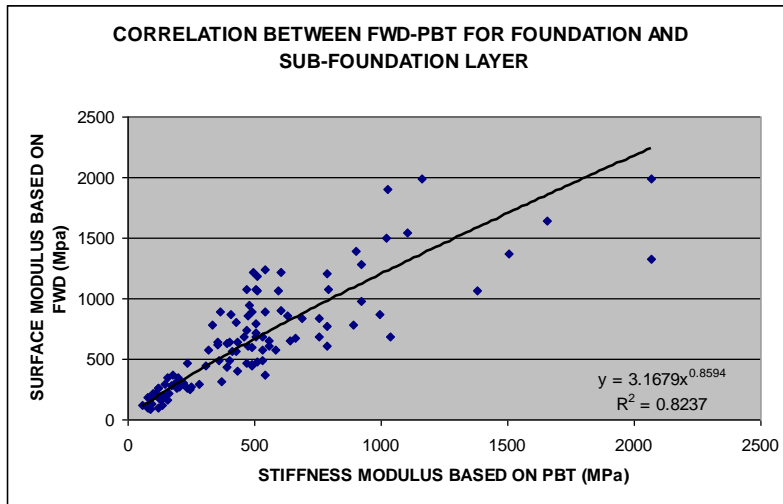


Figura 5- Correlación entre el ensayo de carga con placa y el deflectómetro de impacto

En la Figura 6, a modo de ejemplo, se facilitan los resultados de uno de los tramos de prueba donde se puede observar la frecuencia de los ensayos realizados, los factores de ajuste calculados y los resultados obtenidos de rigidez y grado de compactación de cada capa.

Chainage	22600	22610	22620	22630	22640	22650	22660	22670	22680	22690	22700	22710	22720	22730	22740	22750	22760	22770	22780	22790	22800
Cut / Fill / Transition	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb	Emb
Westbound																					
Subgrade Material	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow
Subgrade CBR / σ_{sub}	26/03/09					26/03/09							26/03/09				26/03/09				26/03/09
Lane 1	33.3																				43.3
Lane 2						56											47.9				
Subgrade Density	26/03/09					26/03/09							26/03/09				26/03/09				26/03/09
Lane 1	96												97								97
Lane 2						97											98				
Subfoundation Material	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow	C1 H.Dow
Subfoundation Stiffness	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09	15/05/09
Hard Shoulder	172		373		230		102		357		494		306		396		249		174		222
Lane 1		298		396		294		250		424		965		509		382		214		490	
Lane 2	342		269		313		246		384		343		340		287		287		255		542
Subfoundation Density																					
Lane 1			96						96						100						
Lane 2					103							96					96				
Foundation Material	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E	Lisduff 6E
Foundation Stiffness	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09	29/05/09
Hard Shoulder	700		636		954		1544		982		1365		597		689		768		929		1985
Lane 1		825		1418		844		1045		1072		1066		678		569		546		953	
Lane 2	534		690		706		428		374		1137		774		796		804		624		1288
MEAN	617	825	663	1418	830	844	986	1045	678	1072	1251	1066	686	678	569	786	546	777	953	1637	
Foundation Density	19/05/09		19/05/09		19/05/09		19/05/09		19/05/09		19/05/09		20/05/09		20/05/09		20/05/09		20/05/09		20/05/09
Hard Shoulder			96.5						98.9						96.4						99.7
Lane 1			96.3						98.9					99.2						99.7	
Lane 2	98.5						96										98.7				
Rolling avg					866	928	964	967	909	979	1016	966	905	916	832	755	668	683	729	878	
Factor	1.38	1.44	1.48	1.57	1.40	1.44	1.21	1.37	1.54	1.60	1.59	1.95	1.48	1.67	1.50	1.55	1.40	1.30	1.30	1.66	1.55
Upper E_{min} adjusted (1)	414	433	443	470	421	432	364	411	461	479	477	585	444	502	451	465	420	391	391	497	465
Lower E_{min} adjusted (2)	207	217	221	235	211	216	182	205	231	239	239	292	222	251	225	233	210	195	195	249	233
average (1)	446																				
deviation (1)	51																				
percentil 85% (1)	479																				
average (2)	223																				
deviation (2)	26																				
percentil 85% (2)	240																				
STATUS	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Figura 6- Resultados de tramo de prueba en terraplén con material sub-yacente de tipo 1C

Para interpretar estos resultados se ha calculado la media móvil de los seis últimos valores de los módulos superficiales obtenidos (Rolling Avg. De Figura 6) con deflectómetro de impacto. Como se puede observar éstos superan ampliamente los requerimientos mínimos para conformar una explanada de clase 4, una vez aplicados los factores de ajuste: El módulo de superficie a alcanzar, una vez ajustado y representado por el percentil 85 sería de 479 MPa, y el valor de los módulos obtenidos en obra, varían entre 668 y 1016 MPa ó entre 506 y 824 Mpa si se aplicase la correlación para el ensayo de carga con placa, obtenida en la figura 5.

En definitiva, a través de los tramos de prueba se pudo validar el modelo de cálculo analítico propuesto en la fase de diseño para posteriormente implementarlo durante la ejecución de las obras.

2. DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME

Para llevar a cabo el dimensionamiento de los firmes se partió como base del cálculo analítico, aunque también se tomó como referencia la norma inglesa (HD26/06), y algunos informes redactados por el Transport Research Laboratory (TRL 615 y TRL 1132). [4] [9] Se estudiaron dos tipologías de firmes, semirrígido y flexible. Tras realizar un estudio multivariable sobre la solución más eficiente, se concluyó que la mejor opción era llevar a cabo un firme semirrígido, a excepción de tramos muy localizados donde existía presencia de suelos blandos. En estos casos se optaría por un firme flexible con objeto de acomodarse a posibles asientos diferenciales que se pudieran producir a lo largo de su vida útil.

El tráfico de diseño oficial fue el correspondiente a un periodo de 20 años. Si bien, el firme se ha diseñado y construido para soportar las cargas del tráfico pesado durante un periodo superior a 35 años, lo que le confiere características de pavimento de larga duración.

Tabla 4- Tráficos de diseño por tramos en millones de ejes equivalentes de 80 KN (million standard axles-msa)

Section	Traffic loadings (msa). Standard Design	
	Design Period Life	
	20-year life (2010-2029)	35-year life (2010-2044)
M7 Motorway (East), from existing Portlaoise Bypass to M7/M8 Interchange	37.5	83.3
M7 Motorway (West), from M7/M8 Interchange to Borris-in-Ossory Grade separated junction.	14.2	32.4
M8 Motorway (West), from M7/M8 Interchange to Rathdowney Grade separated junction.	24.5	56.6
M8 Motorway (South), from Rathdowney Grade separated junction to Oldtown Roundabout.	23.5	54.3

Por otra parte y dado que el arcén es una franja de terreno no destinada al tráfico, salvo en situaciones ocasionales de emergencia, se consideró oportuno diseñar un firme de sección reducida en esta zona, pero en base a un firme igualmente semirrígido.

2.1. Dimensionamiento de carriles y arcén interior

A pesar de que la base del diseño del firme fue el cálculo analítico, los resultados obtenidos mediante esta metodología fueron comparados con los monogramas de la Norma Irlandesa (HD 26/01) e Inglesa (HD 26/06) y con los criterios de diseño para firmes semi-rígidos del Informe TRL 615 redactado por el Transport Research Laboratory. (Ver Figuras 10 y 11) [4]

Para el cálculo analítico del firme semi-rígido se estudiaron dos posibles escenarios, dependiendo de la resistencia a compresión simple de la base tratada con cemento (CBGM C12/15 ó CBGM C16/20). En ambos casos se analizó la sensibilidad del firme respecto a la variación del espesor de la citada capa. (Ver Figuras 7 y 8)

En ambos casos los criterios generales de diseño fueron los siguientes:

- Para la base de firme tratada con cemento, se empleó la ley de fatiga correspondiente a la siguiente expresión:

$$\sigma_r / R_{f,lp} = 1 - 0,080 \times \log N \quad [5], \quad \text{donde}$$

σ_r = tensión de tracción en la fibra inferior de la base tratada con cemento (MPa)

$R_{f,lp}$ = resistencia a flexotracción a largo plazo (MPa)

N = Número acumulado de ejes equivalentes de 80 KN

En la aplicación de esta expresión se tuvo en cuenta el nivel de transferencia de carga entre losas para el correcto funcionamiento del firme, la distancia de pre-fisuración de la base tratada con cemento (1 metro), así como la aplicación de un coeficiente de minoración de la resistencia a flexotracción, para estar del lado de la seguridad (5-10%).

- Para la determinación de los módulos de rigidez de la base tratada con cemento, se partió de las resistencias a compresión simple de cada una de las capas estudiadas (CBGM C12/15 ó CBGM C16/20), apoyada por experiencias anteriores y por bibliografía especializada. [4] [6] [7] [8] [9] [10]
- El espesor total de aglomerado se conformó con mezclas de tipo Asphalt Concrete, tipo AC 32 base 35/50 (HDM50 base) y tipo AC 22 binder 35/50 (HDM50 binder), estando la capa de rodadura formada por una capa delgada con características fonoabsorbentes, tipo Thin Surface Course System (TSCS). [11]

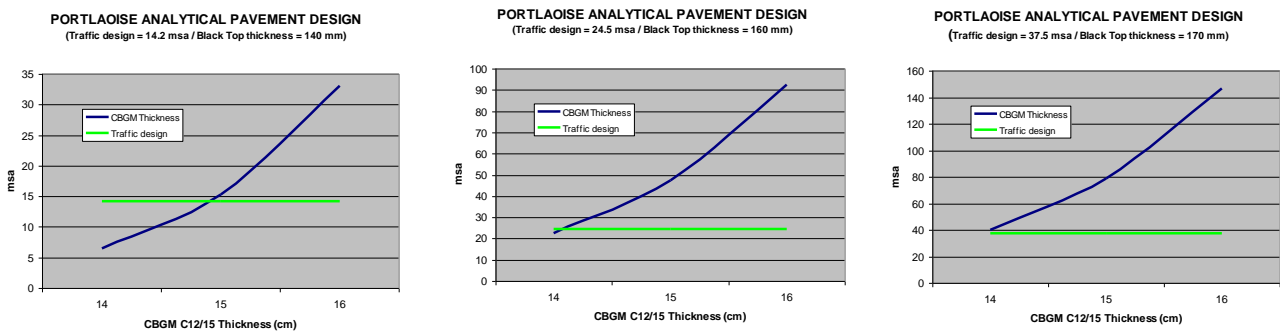


Figura 7- Análisis de sensibilidad de la influencia, en la variación de los espesores de la base tratada con cemento, tipo CBGM 12/15, sobre la durabilidad del firme

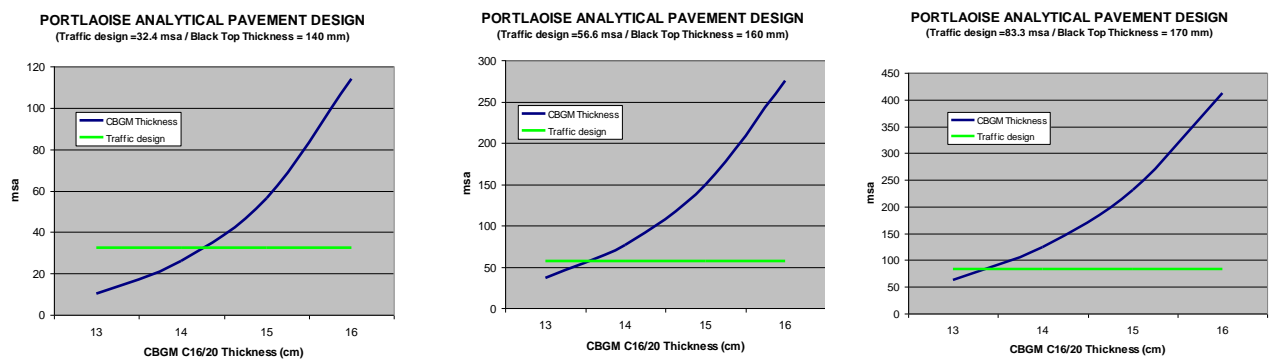


Figura 8- Análisis de sensibilidad de la influencia, en la variación de los espesores de la base tratada con cemento, tipo CBGM 16/20, sobre la durabilidad del firme

Del estudio de sensibilidad realizado en las Figuras 7 y 8 se puede concluir que el espesor óptimo de la base tratada con cemento (CBGM), en todos los casos, es de 15 cm, ya que es el que presenta el indicador de dimensionamiento o coeficiente de seguridad (k) más razonable.

Se ha elaborado un gráfico que refunde los estudios anteriores con objeto de poner de manifiesto la influencia de la durabilidad, en función de la clase resistente de la base

tratada con cemento y su espesor. (Ver Figura 9). De este gráfico se puede concluir que para el cumplimiento estricto del tráfico de diseño a 20 años, bastaría con colocar en obra una base cementada de tipo CBGM C12/15 de 15 cm de espesor. Si bien, con un sobre coste reducido, es decir, colocando una base cementada de tipo CBGM C16/20 de 15 cm de espesor, se produce un salto cualitativo en la durabilidad del firme que le confiere propiedades de larga duración. Por esta razón finalmente se decidió emplear este material en obra.

Tabla 5- Relación entre espesor de CBGM y coeficientes de seguridad

Black Top Thickness (cm)	CBGM C12/15 Thickness (cm)	Traffic design (msa)	Traffic calculated (msa)	k (safety factor)
14	14	14.2	7	0.71
14	15	14.2	15	1.03
14	16	14.2	33	1.32

Black Top Thickness (cm)	CBGM C12/15 Thickness (cm)	Traffic design (msa)	Traffic calculated (msa)	k (safety factor)
16	14	24.5	23	0.98
16	15	24.5	47	1.21
16	16	24.5	92	1.41

Black Top Thickness (cm)	CBGM C12/15 Thickness (cm)	Traffic design (msa)	Traffic calculated (msa)	k (safety factor)
17	14	37.5	40	1.02
17	15	37.5	79	1.20
17	16	37.5	147	1.38

Black Top Thickness (cm)	CBGM C16/20 Thickness (cm)	Traffic design (msa)	Traffic calculated (msa)	k (safety factor)
14	13	32.4	10	0.67
14	14	32.4	26	0.94
14	15	32.4	56	1.16
14	16	32.4	114	1.36

Black Top Thickness (cm)	CBGM C16/20 Thickness (cm)	Traffic design (msa)	Traffic calculated (msa)	k (safety factor)
16	13	56.6	36	0.89
16	14	56.6	76	1.07
16	15	56.6	149	1.24
16	16	56.6	275	1.39

Black Top Thickness (cm)	CBGM C16/20 Thickness (cm)	Traffic design (msa)	Traffic calculated (msa)	k (safety factor)
17	13	83.3	62	0.93
17	14	83.3	124	1.09
17	15	83.3	231	1.23
17	16	83.3	413	1.36

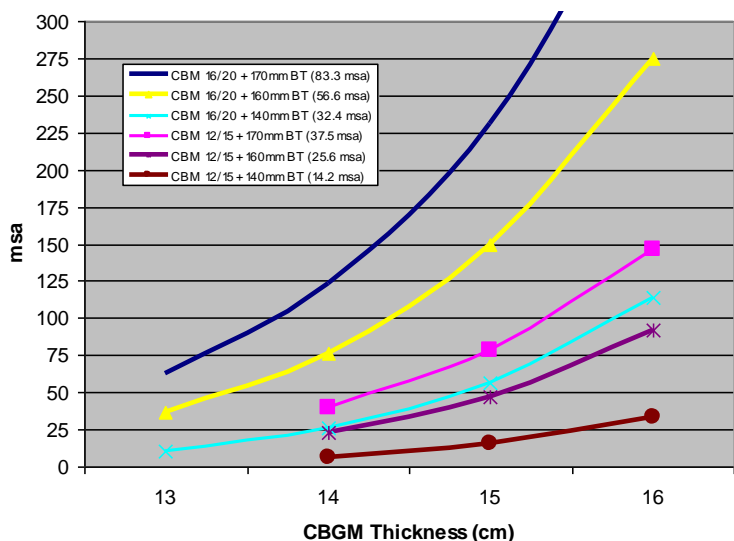


Figura 9- Influencia de la durabilidad, en función de la clase resistente de la base tratada con cemento, de su espesor y del espesor total de aglomerado.

Estas mismas conclusiones pueden ser extraídas del estudio comparativo de secciones tipo realizado, en base a la Norma de referencia empleada, al tráfico de diseño y a la clase resistente de la base tratada con cemento. En las figuras 10 y 11 se presenta un ejemplo de este estudio comparativo.

Traffic Design 83.3 msa

CBGM 16/20

References	THICKNESSES (mm)				Total (mm)
	CBGM thickness (mm)	AC 32 base thickness (mm)	AC 22 bin (mm)	TSCS thickness (mm)	
NRA HD26/01	180.00	90.00	65.00	35.00	370.00
UK HD26/06	150.00	80.00	65.00	35.00	330.00
TRL 615	150.00	80.00	65.00	35.00	330.00
Analytical Design	150.00	65.00	50.00	35.00	300.00

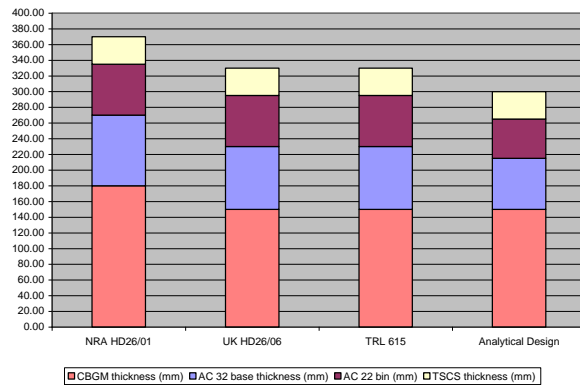


Figura 10- Comparativa de secciones tipo, con tráfico de diseño de 83.3 msa y empleo de CBGM C16/20.

Traffic Design 37.5 msa

CBGM 12/15

Methodology	THICKNESSES (mm)				Total (mm)
	CBGM thickness (mm)	AC 32 base thickness (mm)	AC 22 bin (mm)	TSCS thickness (mm)	
NRA HD26/01	180.00	90.00	65.00	35.00	370.00
UK HD26/06	150.00	70.00	65.00	35.00	320.00
TRL 615	150.00	65.00	65.00	35.00	315.00
Analytical Design	150.00	60.00	65.00	35.00	310.00

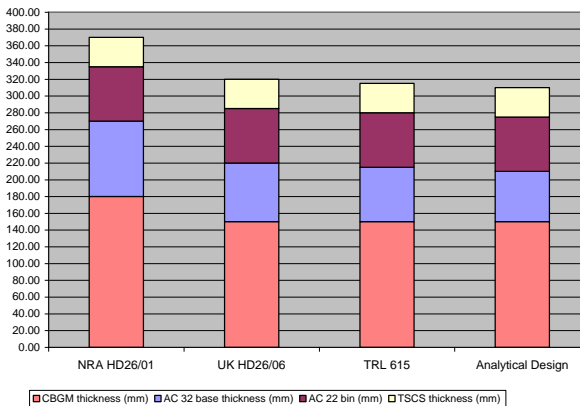


Figura 11- Comparativa de secciones tipo, con tráfico de diseño de 37.5 msa y empleo de CBGM C12/15.

Por lo tanto, la sección tipo elegida para el tronco y el arcén interior, en cada caso, fue la diseñada mediante cálculo analítico con base cementada de tipo CBGM 16/20, pues presenta las siguientes ventajas:

- menor coste de construcción respecto a la normativa vigente
- mayor durabilidad (firme de larga duración)
- menor coste de conservación durante explotación, pues sólo serán necesarias intervenciones de tipo superficial sobre el pavimento
- menor impacto ambiental: presenta un menor consumo de materiales durante la construcción, con lo cual se reducen los costes de transporte y las emisiones de gases de efecto invernadero, aprovecha el empleo de materiales locales, y se evita la explotación de nuevos yacimientos naturales.

2.2. Dimensionamiento de arcén exterior

El único requerimiento estipulado por el Pliego del Contrato era que la sección tipo del arcén exterior fuera capaz de soportar un tráfico de diseño de al menos 3 msa, permitiendo de esta forma el dimensionamiento de una sección tipo reducida.

Teniendo en cuenta este requerimiento, y con objeto de evitar grandes diferencias de rigidez entre materiales componentes de una misma sección, se decidió adoptar una tipología de firme similar a la del tronco, pero reduciendo la clase resistente de la base tratada con cemento a CBGM C8/10.

Las capas de rodadura e intermedia de mezcla bituminosa que se diseñaron para el tronco se prolongaron hasta completar el ancho del arcén, de manera que el resto de la

sección tipo hasta la cota de la explanada estaría formada por la base cementada de tipo CBGM C8/10. [5]

Cabe destacar, la especial importancia que tuvo la localización de las juntas de construcción de las capas de aglomerado, con objeto de evitar que cayeran sobre la vertical del extremo de la capa de base de mezcla bituminosa, AC 22 base 35/50, del tronco, o sobre las zonas de rodadas. [12]

3. ESPECIFICACIONES DE LA BASE TRATADA CON CEMENTO

La base granular tratada con cemento es la capa más importante del firme, pues es ella quien tiene la misión de soportar la mayor parte de los esfuerzos originados por el tráfico circulante.

El empleo de bases granulares tratadas con cemento en firmes de carreteras tiene grandes ventajas respecto a otros tipos de materiales, siempre y cuando se ejecuten correctamente (algunas de estas ventajas se presentan en el apartado 2.1 de este artículo). Es decir, que las desventajas principales de este tipo de firmes son precisamente las consecuencias de una mala ejecución en obra.

Los errores de construcción que se producen con mayor asiduidad, y que generan efectos catastróficos a nivel de durabilidad en el mismo, son los siguientes:

- Reducciones del espesor mínimo de diseño en la capa de base tratada con cemento
- Falta de compactación de la base tratada con cemento
- Variaciones en el contenido de humedad del material granular a mezclar con cemento
- Errores de dosificación en el contenido de cemento.
- Falta de homogeneidad en la mezcla
- Ausencia/incorrecto empleo de aditivos en condiciones meteorológicas adversas
-

Por lo tanto, y siendo conocedores de los riesgos asociados a la ejecución de este tipo de capas, los proyectistas-consultores adoptaron un paquete de especificaciones, en base a su experiencia, que no estaban recogidos en ninguna normativa, aunque parcialmente se tomó como referencia la normativa inglesa. [2]

Las citadas especificaciones para la base de CBGM C16/20 fueron las siguientes:

- Resistencia mínima a compresión, antes de ser extendida la siguiente capa del firme = 3.2 MPa (para probetas cilíndricas de ratio 2) ó 4.0 MPa (para probetas cúbicas)
- Resistencia mínima a compresión, antes de permitir el paso del tráfico = 10.5 MPa (para probetas cilíndricas de ratio 2) ó 13.0 MPa (para probetas cúbicas). En cualquier caso se recomienda que se evite el paso del tráfico por esta capa hasta que no transcurra un mínimo de 7 días desde su puesta en obra.
- Resistencia mínima a compresión, a los 28 días = 16.0 MPa (para probetas cilíndricas de ratio 2) ó 20.0 MPa (para probetas cúbicas).
- El huso granulométrico adoptado fue el siguiente:

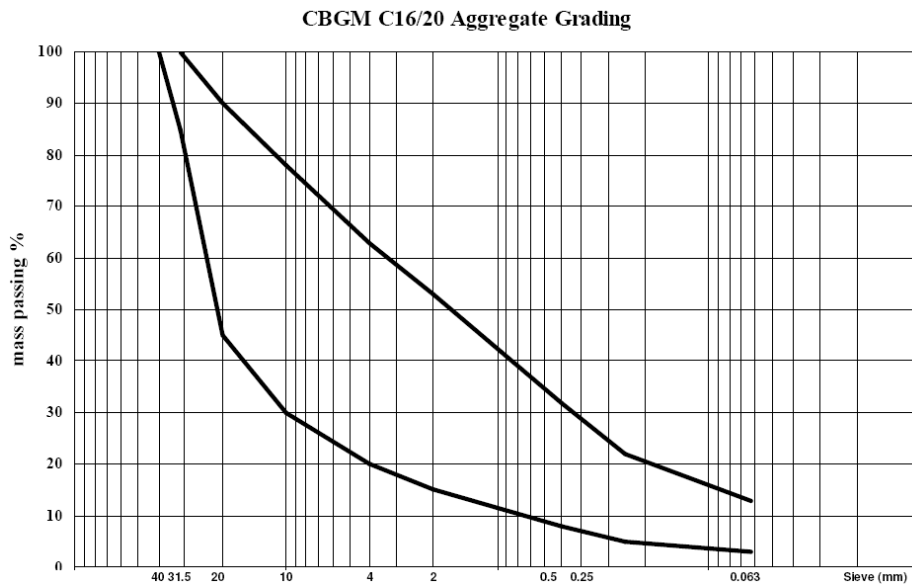


Figura 12- Huso granulométrico adoptado para el material de base de firme tratado con cemento, CBGM C 16/20.

- La capa de base tratada con cemento se compactó al menos al 98% de de la densidad húmeda de las muestras tomadas in situ, realizadas de acuerdo a la Clausula 870 de la Normativa Inglesa. [2]
- La capa de base tratada con cemento se pre-fisuró transversalmente cada metro de longitud y longitudinalmente en anchos de calzada inferiores a 5 metros.

Las especificaciones para la base de CBGM C8/10 fueron las mismas que para la C16/20, a excepción de las siguientes:

- Resistencia mínima a compresión, antes de permitir el paso del tráfico = 6.4 MPa (para probetas cilíndricas de ratio 2) ó 8.0 MPa (para probetas cúbicas). En cualquier caso se recomienda que se evite el paso del tráfico por esta capa hasta que no transcurra un mínimo de 7 días desde su puesta en obra.
- Resistencia mínima a compresión, a los 28 días = 8.0 MPa (para probetas cilíndricas de ratio 2) ó 10.0 MPa (para probetas cúbicas).

A continuación se muestran unos ejemplos de las resistencias a compresión simple obtenidas a la edad de 7 y 28 días en un determinado tramo de la obra, del material CBGM C16/20:

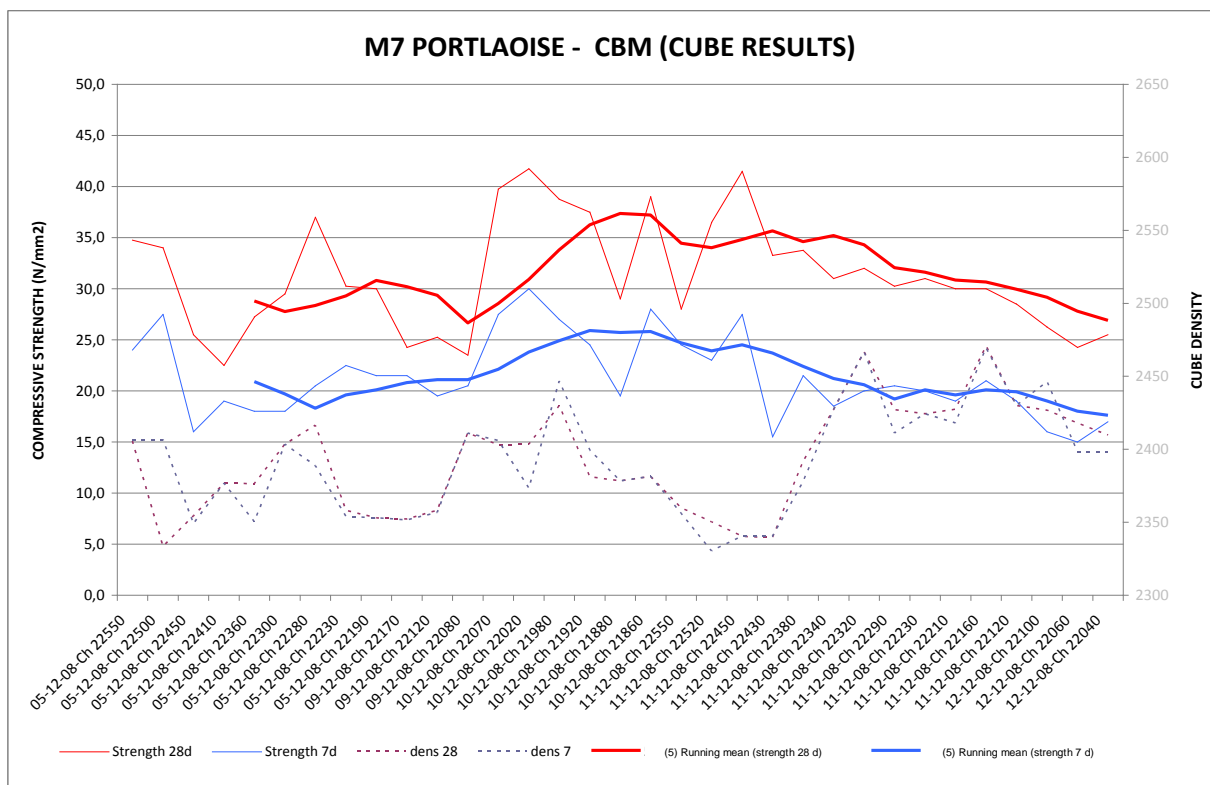


Figura 13- Ejemplo de resistencias a compresión simple obtenidas en obra en el material de base de firme tratado con cemento, CBGM C 16/20.

4. ELECCIÓN DEL ESPACIAMIENTO DE LA PRE-FISURACIÓN

Los firmes semi-rígidos, en general, tienen grandes ventajas sobre los firmes más flexibles, desde el punto de vista estructural y económico (este último dependiendo del tráfico de diseño), pero también presentan inconvenientes, como la reflexión de fisuración transversal hacia la capa de rodadura.

De todos los métodos estudiados hasta la fecha, la pre-fisuración de las bases de firme tratadas con cemento es el más eficiente para minimizar esta problemática.

La longitud de pre-fisuración elegida se basó en un estudio experimental realizado a mediados de los años 90 por un Consorcio formado por el Transport Research laboratory (U.K.) y el Danish Road Institute, en la Autopista A-30 en Cornwall (U.K.), de alto tráfico.

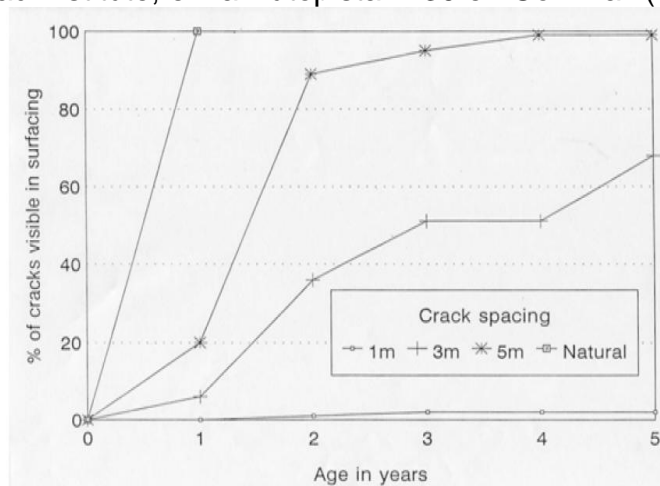


Figura 14- Evolución del grado de fisuración de Autopista en superficie con los años, en función de la longitud de pre-fisuración

Para el citado estudio se diseñó un firme de tipología mixta, apoyado sobre una explanada de alta capacidad portante, y formado por una subbase granular tipo zorra artificial (Cl. 804) de 150 mm de espesor, una base de hormigón en masa de 60 N/mm² de resistencia a compresión, de 235 mm de espesor, y sobre esta, un espesor de aglomerado en caliente de 65 mm de espesor. Sobre la capa de hormigón se realizaron tramos con pre-fisuración cada 5, 3, 1 metro y sin pre-fisuración, con objeto de ver la evolución de cada uno de ellos a lo largo del tiempo. A los cinco años desde la puesta en servicio de la Autopista se observaron los resultados de la figura 14. [8]

En las figuras 15 y 16 se presentan los resultados obtenidos en campo sobre la mejora de la transferencia de carga entre losas y ancho de apertura de fisuras, cuanto menor distancia de pre-fisuración se lleve a cabo:

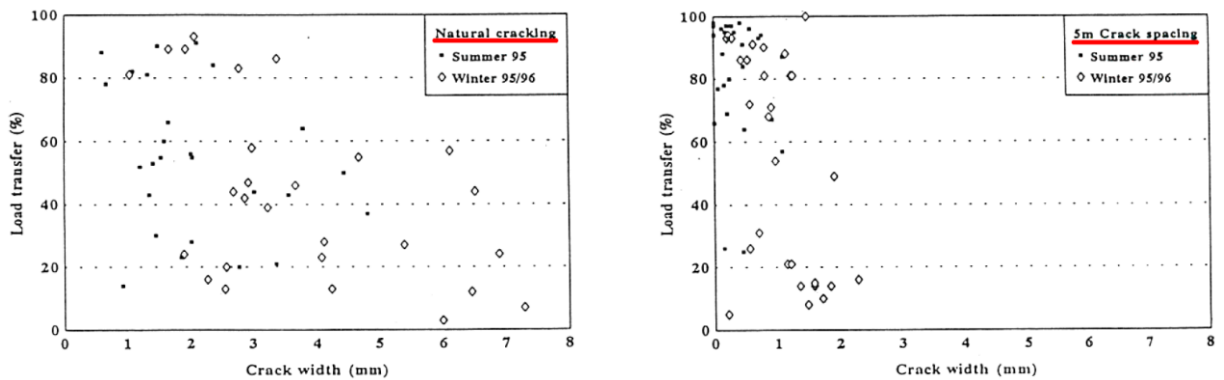


Figura 15- Evolución del grado de fisuración de Autopista en superficie con los años, en función de la longitud de pre-fisuración: sin pre-fisuración (izquierda); pre-fisuración cada 5 m (derecha)

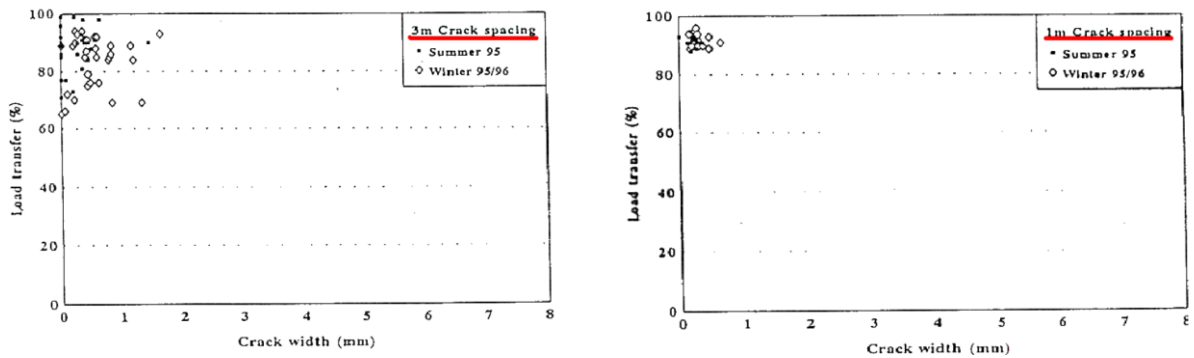


Figura 16- Evolución del grado de fisuración de Autopista en superficie con los años, en función de la longitud de pre-fisuración: pre-fisuración cada 3 m (izquierda); pre-fisuración cada 1 m (derecha)

En base a este estudio y con el doble objetivo de minimizar la fisuración sobre la capa de rodadura y diseñar un firme de larga duración, se optó por elegir una longitud de pre-fisuración cada metro de longitud.

El sistema de pre-fisuración que se llevó a cabo en obra consistió en un equipo de alto rendimiento que realizaba las operaciones de corte y relleno con emulsión bituminosa.

5. ELECCIÓN DE LA CAPA DE RODADURA

Toda elección de una de capa de rodadura está condicionada a factores tales como, comodidad, seguridad, durabilidad y respeto al medio ambiente.

Teniendo en cuenta la localización y el contexto que rodea este proyecto, se ha creído conveniente la adopción de una capa de rodadura con cierta capacidad drenante (seguridad vial), resistente a las cargas abrasivas del tráfico (alta durabilidad), elevada macrotextura (seguridad vial) resistente a la formación de roderas (comodidad), resistente a la formación de peladuras o pérdida de partículas minerales en rodadura (comodidad) y de bajo impacto sonoro en comparación con las capas de rodadura convencionales de tipo Hot Rolled Asphalt (HRA) (medio ambiente).

Por esta razón se ha seleccionado una capa de rodadura, de tipo Thin Surface Course System (TSCS), ya que es la única que reúne todas estas particularidades.

Las especificaciones principales que ha de cumplir tanto los materiales que la componen, como el producto final totalmente terminado son los siguientes: [13]

a) Materiales

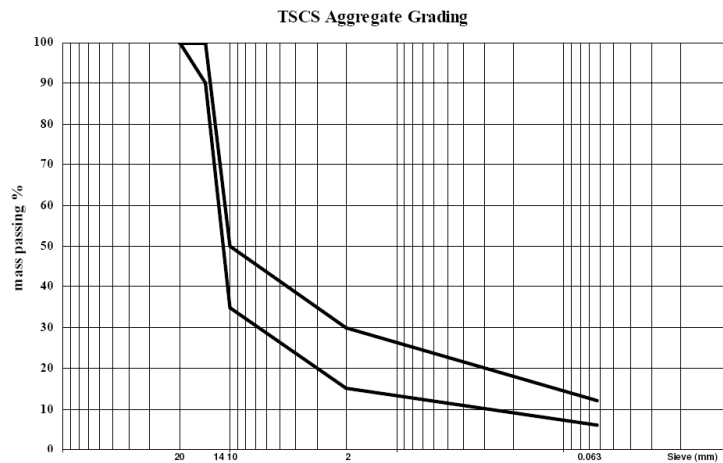


Figura 17- Huso granulométrico adoptado para la capa de rodadura. TSCS

PROPERTIES	TEST METHOD	SPECIFIELD VALUE
Penetración at 25°C 0.1mm	IS EN 1426	65-105
Softening Point, °C	IS EN 1427	>60
Fraass Brittle Point, °C	IP 80	<-15
Storage Stability, °C difference in softening point, top-bottom, alter four days at 160°C	Clause 941	<5
Resistance to hardening (Rolling thin-film Test) Mass Change, (percent)	ASTM D2872	<1.0 >60
Retained Penetration (Percent)		
Softening point increase °C		<8
Softening point decrease °C		<2

PROPERTY	CATEGORY
Polished Stone Value (PSV)	PSV 60 declared
Resistance to Fragmentation (Los Angeles Test)	LA ₂₅
Aggregate Abrasion Value (AAV)	AAV ₁₀
Flakiness Index	FI ₁₅

*Unless otherwise stated in table 3.1 of HD36 (NRA DMRB 7.5.1)

Figura 18- Especificaciones para el betún modificado (izquierda) y para los áridos empleados (derecha)

b) Producto terminado

Classification	Test Temperature	Maximum wheel Tracking values	
		Rut rate (mm/hr)	Rut depth (mm)
Very heavily stressed sites Requiring high rut resistance	60°C	5.0	7.0
Moderately stressed sites requiring high rut resistance	45°C	2.0	4.0

Mean sfc (Initial)	Not more than 15% Below	Minimum sfc (After 3 Years)
>0.55	0.55	0.50

Where maximum Vehicle speed is:	≤ 50 Km/h		> 50 Km/h	
	10	14	10	14
Nominal stone size of mix (mm)				
Initial, after laying				
Average for each Lane Km or Surfaced length if less than 1 Km.	≥1.2 mm	≥1.2 mm	≥1.5 mm	≥1.5 mm
Average of each set of ten measurements	≥1.0 mm	≥1.0 mm	≥1.2 mm	≥1.2 mm
After 3 years				
Average for each Lane Km or Surfaced length if less than 1 Km.	≥1.0 mm	≥1.0 mm	≥1.3 mm	≥1.3 mm
Average of each set of ten measurements	-	-	≥1.0 mm	≥1.0 mm

Figura 19- Especificaciones de unidad terminada, a nivel de resistencia a roderas (arriba a izquierda), macrotextura (derecha) y resistencia al deslizamiento (abajo izquierda)

Previamente al extendido de la capa de rodadura se colocó un riego de adherencia con emulsión bituminosa modificada con polímeros. El betón empleado en la mezcla también fue modificado con polímeros.

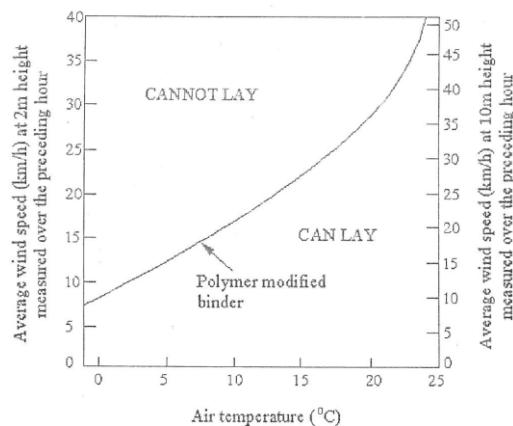


Figura 20- Limitaciones a tener en cuenta en el extendido de la capa de TSCS

6. CONCLUSIONES

A través del cálculo analítico se ha dimensionado una explanada de alta capacidad portante y un firme semi-rígido, constituido por una base esbelta tratada con cemento de alta resistencia y por un espesor reducido de mezcla bituminosa, cuyo conjunto presenta interesantes ventajas respecto a los firmes tradicionales:

- menor coste de construcción respecto a la normativa vigente, pues permite reducir espesores tanto de la capa de base como de la de aglomerado.
- mayor durabilidad, pues se trata de un firme de larga duración.
- menor coste de conservación durante la explotación, pues sólo serán necesarias intervenciones de tipo superficial sobre el pavimento.
- menor impacto ambiental: presenta un menor consumo de materiales durante la construcción, con lo cual se reducen los costes de transporte y las emisiones de gases de efecto invernadero, se aprovecha el empleo de materiales locales, y se evita la explotación de nuevos yacimientos naturales.
- Debido a la alta frecuencia de la pre-fisuración transversal (cada metro) llevada a cabo, se genera una elevada transferencia de carga entre las losas que componen la base del firme, así como, una alta reducción del grado de fisuración en la capa de rodadura, por retracción térmica de la capa de base del firme.
- Alta reducción del ruido en rodadura (3 dB(A)), con respecto a los pavimentos convencionales, que además le confiere, debido a su granulometría discontinua, cierta capacidad drenante y una alta adherencia neumático-pavimento, lo que le convierte en una carretera cómoda, segura y sobre todo muy durable.

REFERENCIAS

1. U.K. Interim Advise Note 73/06. Design Guidance for Road Pavements Foundations (Draft HD25). February 2006.
2. Series 600 (Earthworks) and 800 (unbound, cement and other hydraulically bound mixtures) of U.K. Specification for Highway Works. Manual of Contract Documents for Highway Works. Volume 1. November 2004.
3. NRA HD25/94. Foundations. Volume 7. Pavement Design and Maintenance. Section 2. Pavement Design and Construction.
4. U.K. Transport Research Laboratory: TRL 615. Development of a more versatile approach to flexible and flexible composite pavement design (Highway Agency). TRL 1132. The structural design of bituminous roads (Powell, W.D., Potter, J.F. Mayhew, H.C. and Nunn, M.E.).
5. Instrucción de Carreteras 6.1-IC de Secciones de Firme. España, 2003. Ministerio de Fomento.
6. S.J. Ellis (TRL) and R.P. Dudgeon (Highway Agency). In service performance of full-scale trials incorporating the pre-cracked cement bound materials in United Kingdom. Salamanca (España). 2001
7. Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía. 2006. España.
8. Zabala, I. (2008). Experiencias en la pre-fisuración de bases tratadas con cemento en el Norte de España.
9. U.K. HD 26/06. Pavement Design. February 2006. Volume 7. Pavement Design and Maintenance. Section 2. Pavement Design and Construction.
10. Kraemer, C., Pardillo J.M., Rocci, S., Romana, M.G., Sánchez V. y Del Val, M.A. (2004). Ingeniería de Carreteras Volumen II.
11. Series 900 (Road Pavements – Bituminous Bound Materials) of U.K. Specification for Highway Works. Manual of Contract Documents for Highway Works. Volume 1. November 2004.
12. Nicholls, J.C.; McHale, M.J. and Griffiths R.D. (2008). Best Practise Guide for Durability of Asphalt Pavements. TRL RN42.
13. Series 900 (Road Pavements. Bituminous Bound Materials) of NRA Specification for Road Works. Manual of Contract Documents for Road Works. Volume 1. May 2005.