

# La rehabilitación estructural de los firmes de carreteras

**Rafael Álvarez Loranca**

*Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos*

Las carreteras, como cualquier cosa creada por el hombre, una vez construidas sufren un proceso de deterioro paulatino, debido al paso del tiempo y a su uso, que hace necesaria una actuación de rehabilitación en ellas para que sean capaces de seguir cumpliendo con su cometido a un nivel adecuado, tanto estructural como funcional.

En este artículo se pretende comentar algunas, no todas, de las diversas formas que existen de aproximarse al problema y, por supuesto, de resolverlo.

En una primera parte se hablará de los datos de partida de que se dispone para resolver el problema, a continuación de las herramientas disponibles y, por último, de los diferentes métodos utilizables.

Algo que hay que tener siempre en cuenta es que nos movemos en el mundo de la ingeniería y no en el de la ciencia. Por ello se adoptan simplificaciones que permiten realizar el cálculo con un esfuerzo medio, aunque ello suponga una cierta pérdida de la exactitud de la solución del problema.

## 1. Análisis de los datos

### 1.1 Tráfico

Si miramos los vehículos que circulan por una carretera veremos que son variopintos. Si nos fijamos específicamente en los camiones vemos que sus ejes traseros son variados. Ejes simples, dobles, trídems, quad... Inclusive, muchas veces no somos capaces de saber si circulan cargados con la carga legal, sobrecargados, medianamente cargados o vacíos.

Para resolver este *maremagnum*, la AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) decidió, hace tiempo, agrupar los vehículos en tipos para, aplicándoles un coeficiente a cada tipo que me gusta llamar de agresividad, transformarlos en un número de ejes tipo equivalentes para el que se hace el cálculo del pavimento.

El factor de agresividad varía, en principio, para cada tipo de vehículo pero también varía en función de la sección del firme sobre la que se circula, lo que se analiza en detalle en [1].

Su utilización simplifica en gran medida el problema dado que tan solo se debe establecer el incremento, o decremento, previsto para el tráfico en años sucesivos, para así hallar el número de ejes que circularán en el periodo de años para el que se quiere hacer el refuerzo y calcular la rehabilitación con este valor.

He dicho que se simplifica, pero establecer la evolución del tráfico en el futuro, sin tener una bola de cristal, puede llevar a errores de una cierta importancia.

Esto realmente implica que es posible agrupar el tráfico que pasa por una carretera en un determinado número de categorías y establecer para cada una de ellas un valor representativo de la carga y un coeficiente de agresividad que sea el adecuado para la sección de firme de la carretera.

El primer paso sería, tal vez, proceder a contar ejes clasificados por su número de ruedas en lugar de contar vehículos lo que sería relativamente sencillo y encontrar un buen coeficiente de agresividad para cada eje y para cada sección de firme, lo que es indudablemente más complicado.

La norma AASHTO 1993 incluye unas tablas de las que se puede obtener el coeficiente de agresividad, en función del llamado “número estructural”<sup>1</sup>, si se trata de un firme flexible, o del espesor de la losa si se trata de un firme rígido. Evidentemente es otra aproximación, pero más cercana a la “verdad” entre comillas.

¿De qué datos de tráfico disponemos en nuestro país, para acometer el problema? Normalmente de no muchos, salvo que se trabaje para una autopista de peaje, en las que el tráfico está bastante bien clasificado.

Lo normal es que dispongamos de la intensidad media diaria (IMD) y del porcentaje de vehículos pesados. Si queremos realizar el cálculo según la norma 6.3 IC [2] es casi todo lo que necesitamos. Partiendo del último año del que existen datos y fijando el año en que se prevé que la obra de rehabilitación se vaya a abrir al tráfico, es posible determinar el incremento que experimentará la IMD de pesados en el carril de proyecto, que es el dato que necesitamos para comenzar el cálculo —la tasa anual de crecimiento utilizada hace años era, como regla general, del 4%. Hoy en día merece la pena analizar en detalle cada caso y adoptar el valor que se considere que se ajusta mejor a la realidad—.

Si queremos hacer un cálculo algo más exacto, como el cálculo a fatiga, tendremos que hacer lo que hemos indicado antes, es decir, transformar los vehículos pesados a ejes estándar. En España, conforme a lo establecido por la UE, la carga máxima por eje es de 11,5 toneladas, pero para los cál-

culos se utiliza todavía el eje estándar de 13 toneladas.

El primer paso será comprobar si los datos de la IMD de vehículos pesados están clasificados en grupos o simplemente totalizados. En el primer caso, bastará con multiplicar el número de vehículos pesados por el coeficiente de agresividad correspondiente a cada grupo para obtener el número de ejes equivalentes. Al sumarlos tendremos el número de ejes equivalentes que pasan en un día. Si sólo disponemos del número total de vehículos pesados, deberemos multiplicar éstos por un único coeficiente de agresividad, para obtener el número total de ejes que pasan en un día. En este caso, la Junta de Andalucía [3] establece unos coeficientes de agresividad, llamados coeficiente de equivalencia, que se indican en la Tabla 1 mientras que la Comunidad Valenciana [4] establece otros que hace depender del tráfico y que se recogen en la Tabla 2.

Es curioso que el valor de 0,60 que figura en la Instrucción Andaluza no aparezca en ninguno de los casos contemplados por la Comunidad Valenciana.

Pasando los ejes estándar obtenidos al año de puesta en funcionamiento de la obra —considerando un incremento anual del tráfico, o varios incrementos a lo largo del periodo de proyecto— seremos capaces de obtener el número de ejes estándar que van a circular por nuestro carril de proyecto durante el periodo de estudio.

Es conveniente recordar que el cálculo se hace para el carril de proyecto,

que es aquél que tiene las condiciones de tráfico más desfavorables.

Si estudiamos una carretera convencional con una calzada y dos carriles el tráfico se da para el total de la carretera, por lo que es necesario asignar el tráfico correspondiente a cada carril. Lo normal es tomar el 50% del tráfico en cada dirección, salvo que existan causas que obliguen a un reparto diferente.

En caso de carreteras con dos calzadas una en cada dirección lo primero que hace falta saber es si los datos de tráfico corresponden a cada calzada o al conjunto de la carretera. Si el dato es por calzada no tenemos que pensar en ningún tipo de reparto, pero si los datos son por el total de la carretera lo lógico es un reparto como el indicado para las carreteras convencionales.

Una vez hallado el tráfico por calzada, para hallar el tráfico de pesados en el carril de diseño se suele tomar el 100% del tráfico de pesados en el carril de diseño, si la calzada es de dos carriles, o el 80% si es de tres carriles. Normalmente las normas o instrucciones a aplicar en la zona de estudio (carreteras del Estado, de comunidades autónomas, etc.) indican estos porcentajes de reparto.

Vemos, pues, que con unas simplificaciones hemos obtenido un dato fundamental: el número de ejes estándar que debe soportar el firme durante el periodo de proyecto.

<sup>1</sup> El número estructural es el valor que utiliza la norma AASHTO para indicar la capacidad estructural del firme. Es el resultado de un sumatorio de todas las capas en el que al espesor de cada capa se le aplica un coeficiente establecido para el material que las constituye. Además, a los sumandos de las capas granulares se les afecta por un coeficiente de drenaje.

Tabla 1. Valores del coeficiente de equivalencia en función del tipo de firme [3]

Tipo de firme	Coeficiente de equivalencia (CE)
Firme con base bituminosa o granular	0,6
Firme con base tratada con cemento	0,8
Firme con pavimento de hormigón vibrado	1,0

Tabla 2. Valores del coeficiente de agresividad medio del tráfico pesado [4]

Categoría de tráfico pesado		T00	T0	T1	T21	T22	T31	T32	T41	T42
Firme	Flexible	0,8	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,3
	Semirrígido y rígido	1,0	0,9	0,9	0,7	0,7	0,7	0,7	0,5	0,4

## 2. Capacidad estructural existente en el firme

Es impensable plantearse la rehabilitación de un firme sin conocer cuál es el estado actual de la capacidad estructural del mismo. Por ello, lo habitual es proceder a la toma de datos de las deflexiones que se producen en la superficie del pavimento al aplicarle una carga determinada.

La deflexión es similar a la flecha que se produce en una determinada estructura cuando se le aplica una carga. Por ejemplo, si aplicamos una carga fija a una serie de vigas con el mismo tipo de apoyo y la misma sección, cuanto mayor sea la flecha (deflexión) peor es la capacidad estructural del material que forma la viga.

El problema que se plantea en la auscultación de las deflexiones de un firme es que la sección de éste varía, por lo que la comparativa, que era tan clara en el ejemplo anterior, ahora no se puede aplicar. Por ello, es necesario analizar conjuntamente la deflexión con la sección de firme en la que se produce, para poder analizar si la capacidad estructural de dicho firme es suficiente o insuficiente.

Aquí llegamos a un tema crucial: la sección del firme existente. El firme es una estructura formada por capas de diferentes materiales, con un grado de adherencia que puede ser variable entre sí. A mayores espesores de capas, a mayor módulo de elasticidad de los materiales que la componen, la capacidad estructural es mayor y, en consecuencia, la deflexión en la superficie del pavimento debería ser más pequeña.

El problema real al que nos enfrentamos al acometer el refuerzo de un firme es que se desconozca la sección del firme existente, que suele ser lo normal. Enfrentados a este problema, a veces se tiene que seguir sin datos adicionales, otras se pueden hacer unos sondeos o alguna mínima cata y, normalmente, poco más.

El paso de un vehículo geo-radar —un ensayo no destructivo y de alto

rendimiento que facilitaría una buena información en continuo de la sección del firme en el tramo que se estudie— acompañado por algunos trabajos complementarios de campo es algo que, salvo raras excepciones, no se contempla en España.

La norma 6.3 IC [2] se posiciona en el primer supuesto de desconocimiento de la sección de firme y fija, internamente, una sección estándar para cada categoría de tráfico y, a partir de este punto, propone los refuerzos necesarios.

Normalmente se debería exigir un conocimiento mejor del firme existente para poder hacer un trabajo con mayor profundidad y, al menos eso pienso, más satisfactorio para el que lo realiza. En este sentido, la ejecución de unas catas permitiría tener un conocimiento puntual, con detalle, del firme existente, ya que sería posible caracterizar perfectamente cada una de las capas. La extracción de testigos proporciona también una buena información, pero solo de las capas con cohesión; el resto no se pueden extraer enteras.

La auscultación con el vehículo geo-radar permite unir estos conocimientos puntuales y conseguir una visión completa de la sección del firme y como varía ésta a lo largo del tramo. Si esto no se hace —que como ya se ha indicado es lo más habitual en nuestro país— tendremos simplemente unas secciones puntuales a lo largo de la traza, que generalmente no coincide-

rán entre sí, por lo menos en los espesores, con las que tendremos que definir la hipótesis más fiable de la sección del firme existente.

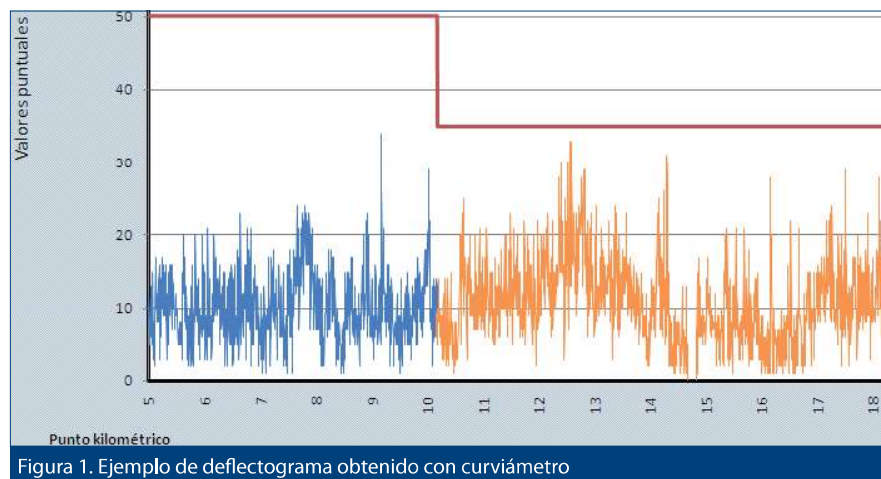
Introducidos en el problema de la sección del firme existente veamos con detalle los resultados de una auscultación de deflectometría.

En el gráfico de la Figura 1 se puede ver cómo los valores de las deflexiones tienen una variación apreciable entre puntos relativamente próximos (cada 5 metros) —independientemente de que se aprecien cambios en el rango de los valores— y que cuando el firme cambia en algún sentido queda reflejado en el valor de las deflexiones.

Como sucede con el caso del tráfico, para poder manejar estos datos es necesario realizar un tratamiento previo no demasiado complicado.

En primer lugar, habría que aplicar unos coeficientes de corrección a los valores obtenidos para tener en cuenta la influencia de la temperatura del firme y la humedad de la explanada de apoyo. La forma de hacerlo se describe en detalle en el apartado siguiente.

El segundo paso es tramificar la zona de estudio, dividiéndola en tramos con deflexiones razonablemente semejantes. En este proceso hay que tener en cuenta que, posiblemente, en cada uno de los tramos salga un espesor de refuerzo diferente, por lo que, si queremos ser prácticos, la longitud de estos tramos debe superar los 100 metros si no queremos volvernos locos a la hora de ejecutar la obra.





El tercer paso, y dado que al haber tramificado se pueden considerar las deflexiones del tramo como pertenecientes a una distribución estadística normal, es calcular el valor característico de las deflexiones medidas en cada tramo fijando para ello una determinada probabilidad de que existan valores superiores a él. Este valor es el que se empleará posteriormente para el cálculo.

Según las propiedades de la distribución normal, o campana de Gauss, el valor característico se obtiene, en este caso en que una deflexión es más perjudicial cuanto mayor sea, sumando al valor medio de las deflexiones el valor de la desviación estándar multiplicada por un coeficiente, función de la fiabilidad que queramos tener en el resultado que obtengamos.

En la Figura 2, tomada de la guía AASHTO de 1993 [5], puede verse que para obtener una fiabilidad del 95%, por ejemplo, debemos multiplicar la desviación estándar por el coeficiente 1,645 y sumárselo al valor medio para obtener así el valor característico en este caso.

La norma española 6.3 IC [2] exige una fiabilidad del 98% para el tratamiento de las deflexiones, por lo que el coeficiente a emplear sería 2,054, el cual, por motivos prácticos evidentes, se convierte en 2,00. Por lo tanto, para esta norma el valor característico de la deflexión se obtiene sumando al valor

medio dos veces la desviación estándar. Por lo tanto, es de suma importancia que los tramos definidos sean lo más homogéneos posibles, ya que la penalización en el valor característico, por una desviación estándar alta, es muy fuerte. Por esta razón, la propia norma incluye los criterios que han de cumplir los tramos para considerarse homogéneos.

Otra cuestión que no debemos dejar de observar es la presencia de degradaciones en el firme. Lo normal es que cuando un firme se agote, hablando de un firme flexible, aparezcan fisuras en la zona de rodadas con posible hundimiento en alguna de ellas o en ambas.

Cuando en un firme existan discrepancias, entre las deflexiones que se miden y las degradaciones que se observen, es necesario hacer un estudio detallado del mismo para analizar esta discrepancia y obtener el diagnóstico correspondiente.

### 3. Correcciones por factores climáticos

Las capas de un firme de carreteras están compuestas por materiales cuyas capacidades estructurales se ven modificadas por ciertos factores climáticos. Así, la capacidad estructural de las mezclas bituminosas se ve afectada por la temperatura a la que se encuentren. Con temperatura alta el

módulo de elasticidad será bajo y, por lo tanto, la capa es más deformable y la deflexión que se produzca será mayor. Por el contrario, cuanto más baja es la temperatura la mezcla será más rígida, el módulo de elasticidad mayor y la deflexión más pequeña.

En el caso de las capas granulares el factor que influye en la capacidad portante es la humedad. Cuanto mayor sea la humedad de la capa, menor será su capacidad estructural y por lo tanto su módulo de elasticidad, por lo que la deflexión será más alta. Por el contrario, cuanto menor sea la humedad las deflexiones serán más bajas por el mismo proceso.

Con objeto de poder comparar las deflexiones tomadas en diferentes puntos y en diferentes momentos, se establecen unas condiciones estándar a las que habría que corregir las deflexiones que, como es lógico, se toman en condiciones de temperatura del firme y humedad de las capas granulares variables.

En España estas condiciones son: temperatura 20°C y estado de humedad de las capas granulares saturado. En otros países estas condiciones pueden variar, por ejemplo, que la temperatura estándar sea 25°C.

Determinar si estas condiciones estándar son las más adecuadas o no para el país o la región en la que se ubica el firme, exigiría un estudio independiente. A falta de éste, lo más normal es ajustarse a las condiciones establecidas.

La norma 6.3 IC [2] contiene factores de corrección, tanto por temperatura como por humedad. Hay que indicar que así como la corrección por temperatura es común fuera de España no lo es la corrección por humedad, ya que es tan compleja que en la mayor parte del mundo no se especifica la metodología para llevarla a cabo.

#### 3.1 Método de corrección por temperatura

Para esta corrección, la norma 6.3 IC [2] utiliza los coeficientes de corrección que

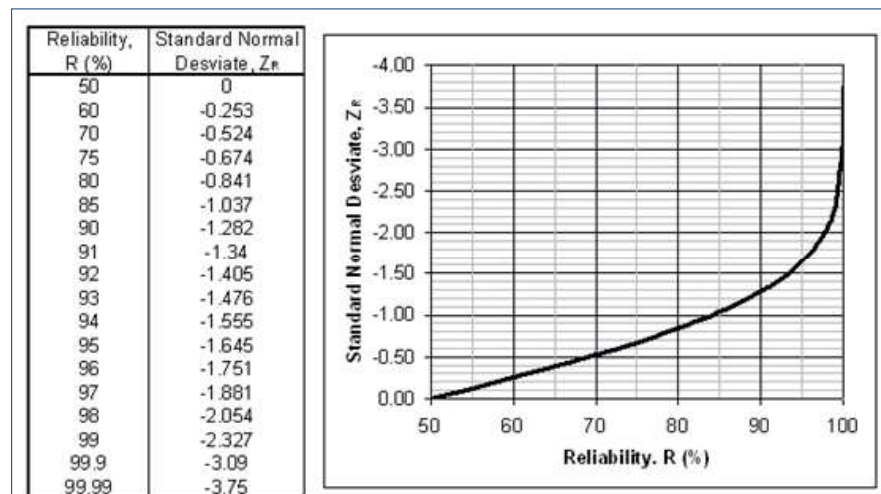


Figura 2. Relación entre fiabilidad y desviación estándar [5]

se indican a continuación en función del espesor de mezcla bituminosa del firme existente y de su nivel de fisuración. Su expresión gráfica se representa en la Figura 3.

a) Firmes con pavimento poco fisurado y espesor de mezcla bituminosa igual o superior a 10 cm:

$$C_t = \frac{200}{3t + 140} \quad (1)$$

b) Firmes con pavimento muy fisurado:

$$C_t = \frac{2t + 160}{3t + 140} \quad (2)$$

c) Firmes flexibles con espesor de mezcla bituminosa inferior a 10 cm, o firmes totalmente fisurados:

$$C_t = 1 \quad (3)$$

siendo  $t$  la temperatura del firme en grados centígrados.

Indica también la norma, que las deflexiones no deben medirse con una temperatura del pavimento inferior a 5°C o superior a 30°C, si el espesor de las capas de mezcla bituminosa es igual o superior a 10 cm, o de 40°C si el espesor de las capas de mezcla bituminosa es inferior a 10 cm.

La aplicación de la normativa es sencilla pero se pueden poner algunos interrogantes. El primero de ellos es que no siempre se conoce el espesor de la mezcla, por lo que no se sabe si se debe aplicar o no. El segundo es que el espesor total de las capas de mezcla bituminosa debe tener influencia en la

corrección por temperatura. Intuitivamente un firme con 30 cm de espesor de capas de mezcla bituminosa, se ve más afectado por la temperatura que otro firme que solo tuviera 11 cm de espesor.

Un tercer interrogante es que la temperatura que se mide con los equipos de auscultación es la de la superficie y no la temperatura media de las capas de mezcla bituminosa. Existen estudios específicos [6] que permiten estimar la temperatura del firme en función de las condiciones climáticas mediante la aplicación de la ecuación Bells 3, pero sigue siendo necesario conocer el espesor de las capas de mezcla.

Según profundizamos en el tema, se hace cada vez más patente la necesidad de conocer la sección del firme para obtener resultados adecuados.

Otra pega, ésta de carácter menor, es la poca sensibilidad de la corrección al grado de fisuración. Se puede elegir solo entre "poco fisurado" y "muy fisurado" que son límites subjetivos.

La deflexión de un firme flexible se puede dividir en la deflexión correspondiente a las capas de mezcla bituminosa y la correspondiente a las capas granulares. Es decir:

$$d = d_{MB} + d_{CG} \quad (4)$$

Llamando ( $d$ ) a la deflexión total,  $d_{MB}$  a la deflexión de las mezclas

bituminosas y  $d_{CG}$  la de las capas granulares.

Dado que la temperatura solo influye en la deflexión de las mezclas bituminosas, la aplicación de un coeficiente de corrección a la deflexión total,  $d$ , no parece técnicamente apropiada.

De todas formas hay que indicar que al disminuir, por ejemplo, los módulos de elasticidad de las capas de mezcla bituminosa por una temperatura alta, las tensiones y deformaciones de las capas granulares aumentan por tener una protección de menor rigidez, por lo que también aumenta algo la deflexión debida a las capas granulares.

El mismo proceso puede indicarse para el caso de la humedad y su efecto en las capas granulares.

Por ello, si no se conoce la sección del firme las correcciones de la norma 6.3 IC pueden estimarse suficientemente aproximadas.

Si las deflexiones se han obtenido con deflectómetro de impacto y se quieren utilizar para realizar un cálculo inverso, hay que tener en cuenta que la corrección es más compleja.

Como parece obvio, la deflexión del primer geófono (situado en el centro de aplicación de la carga) tiene las mismas características que la deflexión obtenida con el equipo curviámetro, por lo que la corrección sería similar. Según analizamos las deflexiones de los geófonos alejados del punto de

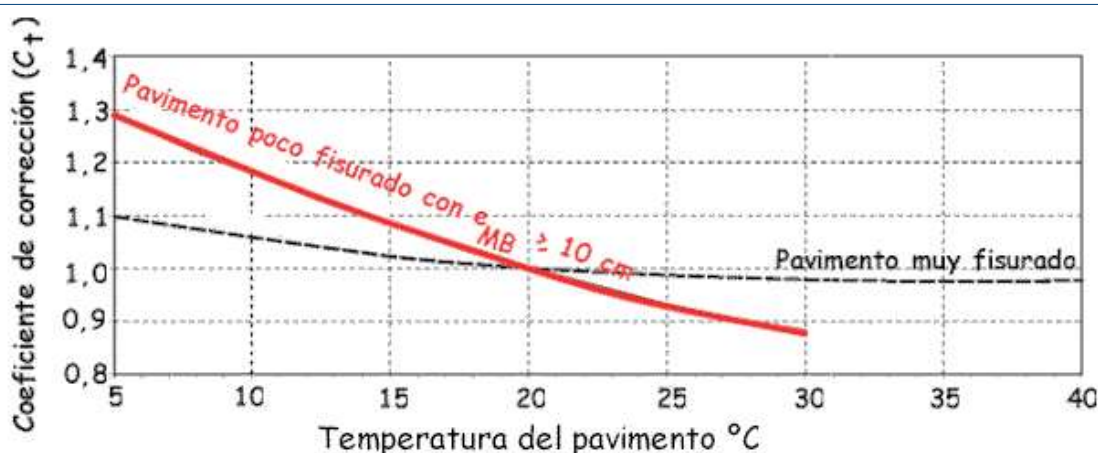


Figura 3. Coeficiente de corrección de las deflexiones por temperatura [2]

aplicación de la carga (por lo general situados a una distancia de 300, 600, 900 y 1200 mm) en ellas tendrá cada vez más peso la capacidad estructural de las capas granulares y menos la de las capas de mezclas bituminosas. De hecho el geófono más alejado estaría influido solamente por las capas granulares y no habría que corregir la deflexión por temperatura, tal y como se analiza en detalle en [7].

Si se conoce la sección del firme y se realiza un estudio de la variación de los módulos de elasticidad de las capas de mezcla bituminosa, será posible determinar para cada sección de firme el coeficiente de corrección entre la deflexión tomada a una cierta temperatura y la deflexión en condiciones estándar, realizando un cálculo con programas multicapa.

## 3.2 Método de corrección por humedad

El método de corrección de las deflexiones por variación de la humedad en las capas granulares es mucho más complejo, fundamentalmente por la dificultad de saber, de forma sencilla, cual es el grado de humedad de las capas granulares cuando se efectúa el ensayo deflectométrico.

Racionalmente se intenta relacionar la humedad de las capas granulares con las lluvias que han caído recientemente, aunque entran en juego otros factores. El estado de la humedad de la explanada y las capas granulares depende, en principio, de tres factores: las precipitaciones que han caído en los últimos días sobre la carretera, la capacidad de drenaje de la zona en cuestión y las fisuras existentes en la superficie de la misma.

La eliminación del agua de la explanada se produce de forma compleja y depende de las condiciones de drenaje de la misma. Si existe un mal drenaje de las capas granulares o de la carretera en general, el agua tardará más en evacuarse, lo que incidirá en el período de tiempo que hay que considerar en el cálculo previo,

que deberá aumentarse. Con buenas condiciones de drenaje el agua se evacuará más rápidamente y el período de permanencia del agua en el terreno será menor.

Como puede apreciarse, existe una estrecha relación entre los dos factores citados en primer lugar: el nivel de precipitaciones y la capacidad de drenaje de la zona estudiada. El tercer factor, grado de fisuración de la carretera, también es importante porque un número elevado de grietas en el firme permite el acceso del agua de lluvia a las capas inferiores de forma más rápida, ampliando así —al disminuir el intervalo que transcurre hasta que el agua empieza a afectar a las capas granulares— el tiempo de posible incidencia sobre las capas inferiores del firme.

El problema es, por lo tanto, contabilizar los días de lluvia que han podido influir con su aportación a la humedad de las capas granulares, restando de ellos los días que de alguna forma han “escapado” por las condiciones naturales y de drenaje del terreno.

Parece pues posible, definiendo los tres factores indicados, tener una idea bastante aproximada del estado de humedad de las capas granulares.

De todas formas, hay que tener muy en cuenta que el agua puede acceder al firme no solo por la lluvia, sino por la existencia del nivel freático próximo a la base del firme, por corrientes subálveas o, simplemente, porque las zonas adyacentes sean zonas de regadío con aportación de agua originada por la mano del hombre. Si no se analizan suficientemente estas otras posibilidades de acceso del agua a las capas granulares, podemos cometer fuertes errores de apre-

ciación. Analicemos a continuación la aplicación de la normativa española.

La norma 6.3 IC [2] indica que las deflexiones deben ser medidas, siempre que sea posible, en condiciones de máxima humedad de la explanada. Si esto no es así, establece unos coeficientes de corrección por humedad en función de la lluvia caída en el último mes, el tipo de capa granular, la pluviometría de la zona y las características de drenaje de la zona considerada.

En la Tabla 3 se recogen los diferentes valores del coeficiente corrector,  $C_h$ , en función del tipo de explanada y de las condiciones de humedad del período considerado.

Para determinar si las deflexiones se han tomado en período seco o húmedo, se utiliza la precipitación de lluvia acumulada durante el mes anterior al de la medida, desplazado este mes aproximadamente quince días para tener en cuenta el tiempo que el agua de lluvia tarda en ejercer una influencia negativa en las capas granulares.

Esta precipitación mensual se compara con datos estadísticos, que varían según la zona del país donde se han realizado las medidas. La combinación de ambos permite conocer el tipo de período según el grado de humedad.

Conocido si el período es húmedo, intermedio o seco, se obtiene la corrección que es necesario efectuar (Tabla 3), para asimilar la deflexión obtenida a una estándar en período húmedo.

Para tráficos altos, T1 o superior, y actuaciones de gran superficie (mayor de 70 000 m<sup>2</sup>) la norma pide un estudio específico y detallado de la variación de las deflexiones con la humedad de la explanada. Esto supone un trabajo

Tabla 3. Coeficiente de corrección de la deflexión por humedad,  $C_h$ , de la explanada

Tipo de explanada y drenaje	$C_h$		
	Período húmedo	Período intermedio	Período seco
A1	1	1,15	1,30
A2, B1	1	1,25	1,45
B2	1	1,30	1,60

A: Suelos seleccionados y adecuados en la explanada.  
B: Suelos tolerables e inadecuados en la explanada.

1: Buenas condiciones de drenaje.  
2: Malas condiciones de drenaje.



Tabla 4. Valores  $m$  recomendados para la modificación de los coeficientes estructurales de capa, para bases y sub-bases granulares de firmes flexibles [5]

Condiciones de drenaje	Porcentaje de tiempo en que la estructura del firme se encuentra en niveles de humedad próximos a la saturación			
	< 1%	1 – 5%	5 – 25%	> 25%
Excelentes	1,40 – 1,35	1,35 – 1,30	1,30 – 1,20	1,20
Buenas	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,15 – 1,00	1,00
Normales	1,25 – 1,15	1,15 – 1,05	1,00 – 0,80	0,80
Deficientes	1,15 – 1,05	1,05 – 0,95	0,80 – 0,60	0,60
Muy deficientes	1,05 – 0,95	0,95 – 0,75	0,75 – 0,40	0,40

costoso en tiempo y dinero por lo que rara vez se realiza.

En la Tabla 4, sacada de la norma AASHTO 93 [5], se indica el valor de un coeficiente “ $m$ ” que afecta a la capacidad estructural de las capas granulares en función de la calidad del drenaje y del porcentaje de tiempo que pasa la capa analizada en condiciones próximas a la saturación. En ella se echa en falta cómo incidiría la sensibilidad de la capacidad estructural de la capa granular, en función de la humedad, que no será la misma en todos los casos ni sería, generalmente, permanente.

Si analizamos su contenido, se observa que el valor inicial del rango para calidad de drenaje normal y porcentaje de tiempo entre 5 y 25% no coincide con el final del porcentaje de tiempo entre 1 y 5%. Por otro lado, el valor del coeficiente para condiciones próximas a la saturación durante más del 25% del tiempo varía entre 1,20 para drenaje excelente a 0,40 con drenaje muy deficiente —la relación entre uno y otro valor es de 3, superior al de la norma 6.3 IC—. También se observa que la columna con menor variación, en un sentido o en el otro de la capacidad estructural, es la del porcentaje del tiempo que pasa la capa analizada en condiciones próximas a la saturación, comprendida entre el 5 y el 25%.

Si se quisiera profundizar en este tema, el primer paso para afrontarlo sería realizar un estudio de la variación de la capacidad estructural de las capas granulares que componen el firme o la explanada, con el porcentaje de humedad. En principio, esto no sería muy complicado si se ampliase

el ensayo para determinar el CBR. En este ensayo, el CBR se obtiene con la muestra sumergida durante cuatro días. Si además de ensayar estas muestras se ensayasen otras sumergidas dos días, otras sin sumergir y otras desecadas en horno durante un periodo de tiempo suficiente para alterar su contenido de humedad, se podría obtener una curva humedad – CBR que se podría transformar en una curva módulo de elasticidad de la capa granular - humedad.

Estas variaciones se pueden aplicar a los módulos de elasticidad teóricos de las capas granulares y obtener así módulos corregidos más reales. Aplicando estos módulos en un modelo multicapa de la sección del firme que se analiza, se puede obtener la relación de las deflexiones teóricas, en ambos casos, y, por tanto, el coeficiente de corrección por humedad, en el caso considerado.

Para el porcentaje de humedad existente en el momento de la medida de las deflexiones, a falta de investigación en este campo, deberemos aplicar métodos como el de la norma 6.3 IC [2] o similares.

### 3.3 Método de corrección por carga del ensayo

Aunque con el curviámetro no es necesaria esta corrección, sí lo es con el deflectómetro de impacto. En este equipo, la carga que se aplica a la carretera varía ligeramente en cada golpe; por ello, antes de validar la deflexión obtenida se deben homogeneizar las deflexiones a la carga establecida en el ensayo. Para ello se admite que existe

una proporcionalidad entre la carga aplicada y la deflexión obtenida, por lo que con la aplicación de una sencilla regla de tres se procede a la homogeneización de las deflexiones obtenidas.

## 4. Proceso de cálculo

Una vez que disponemos de los datos en las mejores condiciones posibles, se afronta el proceso de cálculo. A continuación analizaremos las diversas opciones existentes.

Si se dispone únicamente de los datos de deflectometría del tramo a reforzar y los del tráfico que circula sobre él, la única opción es aplicar la norma 6.3 IC [2] preparada para estos casos, que, aunque parezca mentira, son la inmensa mayoría de los casos que se estudian en nuestro país.

Únicamente puede quedar la duda de si el firme que se está analizando es flexible o semirrígido. Aunque es posible que sí se disponga de este dato, la aparición de fisuras transversales más o menos sistemáticas y unos valores de las deflexiones bajos, pueden orientar para decidir que el firme que estamos analizando es semirrígido. Es importante conocer este último dato porque el espesor del refuerzo que indica la norma varía bastante de un caso a otro.

Con los valores de las deflexiones en la mano, es necesario realizar un recorrido detallado del tramo en estudio. Este recorrido, exigido por la norma y fundamental para realizar una rehabilitación lógica, tiene como objetivo la identificación de los puntos singulares existentes en el tramo. Un punto, o zona, singular es aquél lugar del tramo

donde la evolución del firme ha sido peor que en el resto y muestra una degradación más acelerada. Estos puntos pueden haberse detectado con la deflectometría y mostrarán valores de la deflexión por encima de los valores medios del tramo.

Pero, aunque en el mejor de los casos contemos con un valor de la deflexión cada 5,00 metros, es muy probable que haya puntos singulares que no hayan sido detectados. Por ello, es necesario realizar esta inspección visual detallada, para incluir en el listado de puntos singulares aquellos no detectados por los vehículos de auscultación.

Estos puntos singulares necesitan un tratamiento previo a la realización de la rehabilitación general que se determine, para colocarlos a un nivel de capacidad estructural similar al resto del tramo.

Una vez realizada una tramificación de las deflexiones obtenidas en la zona en estudio, de acuerdo con las especificaciones de la norma, habiendo corregido previamente por humedad y temperatura, se procede a la obtención de la deflexión característica o de cálculo de cada tramo —si se calculan los tramos homogéneos antes de corregir las deflexiones, puede pasar que las deflexiones estándar no se ajusten a esa tramificación previa, con lo que estaríamos introduciendo un error—. Conocida la deflexión de cálculo y la categoría del tráfico, las tablas de la norma dan los espesores de la rehabilitación en cada caso particular.

Especial atención se debe poner en la Tabla 4A (de espesor total mínimo de mezcla bituminosa nueva en firmes flexibles, semiflexibles y semirrígidos en los que se eliminan total o parcialmente las capas tratadas con cemento) que da valores superiores a los de las tablas de refuerzo. De este espesor mínimo se pueden deducir los centímetros de mezcla asfáltica sin fisurar, afectados por un coeficiente de minoración de 0,75.

No hace falta resaltar lo difícil que es garantizar que las capas de mezcla bituminosa no están fisuradas, sobre todo las más profundas, sin realizar

una inspección exhaustiva de las mismas, que debería comprender la extracción cuidadosa de “tortas” de mezcla asfáltica, capa a capa, analizando si existen, o no, las fisuras. Esto debe hacerse en un número de puntos suficientemente representativo.

El proceso está suficientemente explicado en la norma, por lo que no se considera necesario extenderse más en este punto.

## 4.1 Datos de la sección y generación de un modelo del firme

En algunos casos se dispondrá de datos de la sección de firme a rehabilitar, por ejemplo cada kilómetro, lo que podría calificarse como una situación bastante buena.

Lo normal es que los espesores varíen entre sí, aunque se comparen los más próximos. Las variaciones de las capas de mezcla bituminosa suelen ser menores que en las capas de base y sub base pero también existen.

Aunque conocido desde hace muchos años en España, y aunque existen diversos equipos disponibles, la auscultación del firme existente con el geo-radar es una especie en peligro de extinción similar a la del lince ibérico.

El problema que yo creo que existe con este equipo, es que necesita una mínima interpretación, en ningún caso difícil, pero que hace que a una gran parte de los técnicos les suponga un esfuerzo que no están dispuestos a realizar, a pesar del beneficio evidente que supone.

Con los datos del vehículo geo-radar y los datos del firme cada kilómetro, anteriormente indicados, es posible tener los espesores de las capas que componen el firme y su variación a lo largo del tramo en estudio. Si, por el contrario, no existen datos del geo-radar tendremos que decidir, de la forma más racional posible, qué espesores de secciones consideramos entre los puntos de los que se tiene datos.

Para acometer un refuerzo de forma coherente es preciso tener un mo-

delo del firme. Este modelo del firme estaría compuesto por los mismos datos que necesitaríamos para realizar un cálculo sobre él en un programa multicapa. Es decir, necesitaríamos:

- El espesor de las capas que componen el firme.
- El material que forma cada capa.
- El módulo de elasticidad de cada capa.
- El coeficiente de Poisson de cada capa.
- El grado de unión entre capas.

Los dos primeros datos, espesor y material de cada capa, los obtenemos de los datos que nos han dado para definir la sección del firme.

Los módulos de elasticidad de cada capa, son la incógnita a resolver para tener un buen modelo. Volveremos a ellos más adelante.

El coeficiente de Poisson de cada capa se establece, generalmente, en función del material que la compone. Son valores usuales y no se pueden considerar como incógnita, sino como dato a partir del material.

El grado de unión entre capas puede tener características especiales en cada caso. Lo normal es que se considere adherencia total entre capas granulares y de mezcla asfáltica. En el caso de mezcla asfáltica sobre capa cementada, se supone que hay adherencia al principio pero que posteriormente las capas se despegan.

Después de esta introducción teórica la realidad se impone y, es posible, que inclusive capas de mezcla asfáltica que deberían permanecer pegadas se encuentren despegadas por una mala aplicación del riego de adherencia. Por ello, se recomienda una extracción de testigos para garantizar el grado de unión entre capas realmente existente. Si esto no se hace habrá que dar por buenas las consideraciones teóricas.

Dejando para más adelante la utilización de un programa de cálculo inverso para resolver el problema del cálculo de los módulos de elasticidad, vamos a ver cómo podemos obtener los módulos de nuestro modelo, de forma suficientemente aproximada sin



utilizar este programa. Es decir, vamos a calcular los módulos de elasticidad correspondientes al momento en el que hemos hecho la auscultación y de los que tenemos que partir para realizar la rehabilitación del firme.

Como datos de partida de la auscultación tendremos la deflexión de cálculo, la deflexión máxima, y el radio de curvatura, que se mide a la vez que las deflexiones. Si la auscultación se realiza con deflectómetro de impacto utilizaremos, por lo general, únicamente la deflexión que se produce en el punto de impacto de la carga.

Es posible trabajar también con la deflexión correspondiente al geófono más alejado, que caracteriza a la explanada. De acuerdo con la norma AASHTO 93 [5], el módulo resiliente de la explanada,  $M_R$ , viene dado por la fórmula:

$$M_R = 235,4 \left( \frac{N}{d_7 \cdot l_7} \right) \quad (5)$$

dónde:

$N$  = carga del ensayo, en kg.

$d_7$  = deflexión del geófono más alejado en ( $10^{-3}$  mm).

$l_7$  = distancia del geófono más alejado al punto de carga, en cm.

Lógicamente estos valores teóricos deben tomarse como orientativos.

Con los datos indicados anteriormente, tenemos que encontrar los módulos de elasticidad de las capas, para que se produzcan la deflexión y el radio de curvatura obtenido en la auscultación, mediante tanteos, ayudados por el valor aproximado del módulo de la explanada, si se ha utilizado el deflectómetro de impacto.

En un caso normal de una sección de firme con tres capas y la explanada, tendremos cuatro módulos de elasticidad que calcular y sólo dos o tres valores que fijar, por lo que es bueno ayudarse con las degradaciones que se observen en la superficie de la carretera.

En un firme flexible o semiflexible hay que ser conscientes que las degradaciones que produzcan las cargas del tráfico serán, únicamente, las que se

encuentran en las rodadas en forma de fisuración o de hundimiento y, por lo tanto, son éstas las que nos interesan.

En el caso de existencia de fisuras o incluso de piel de cocodrilo, el problema que existe en el firme viene originado por las capas de mezcla bituminosa. En el caso de existencia de hundimientos en la rodada, el problema viene originado por falta de capacidad estructural de las capas granulares. Estas degradaciones pueden darse de forma independiente o conjunta.

No hay que confundir el hundimiento de las rodadas (Figura 4) con las roderas (Figura 5). Estas últimas se producen, en general, en verano con

tráfico pesado y en mezclas con pocos huecos. Se pueden distinguir de los hundimientos porque se produce un desplazamiento lateral del material de la mezcla situado en la rodada, por lo que se forman unos “cordones” laterales fácilmente visibles.

A continuación se explica un procedimiento para obtener el modelo del firme en el momento del estudio.

El primer paso será obtener el valor de la deflexión teórica de firme nuevo, o deflexión inicial. Para ello, se procede al cálculo de la deflexión teórica inicial utilizando los valores de los módulos de elasticidad que se emplean normalmente en el cálculo a fatiga.



Figura 4. Hundimiento de la rodada



Figura 5. Roderas

Vamos a utilizar como ejemplo, el caso de la sección de firme 131 de la norma 6.1 IC [8], cuyos espesores de capa son los siguientes:

- Explanada tipo E3
- Zahorra artificial: 25 cm

- MB intermedia: 19 cm
- MB rodadura: 6 cm

En la Tabla 5 se recoge una relación de los módulos iniciales que generalmente se utilizan de las diferentes capas que pueden intervenir en un firme flexible.

Tabla 5. Características de los materiales que pueden estar presentes en un firme flexible		
Material	Módulo de elasticidad (MPa)	Módulo de Poisson
Estructura de tierras		
Suelo tolerable (0)	30	0,40
Suelo adecuado (1)	50	0,40
Suelo seleccionado (2)	100	0,40
Suelo seleccionado (3)	200	0,40
Suelo estabilizado con cal o cemento (S-EST 1)	100	0,35
Suelo estabilizado con cal o cemento (S-EST 2)	200	0,35
Suelo estabilizado con cemento (S-EST 3)	2000	0,30
Zahorra artificial	480	0,35
Roca	20 000	0,25
Materiales bituminosos		
Mezclas densas y semi-densas	6000	0,33
Mezclas gruesas	5000	0,33
Mezclas drenantes	3000	0,35
Mezclas de alto módulo	12 000	0,30

Tabla 6. Variación de las propiedades de mezclas densas y semi-densas convencionales en función de la estación del año		
Estación	Módulo de elasticidad (mpa)	Módulo de Poisson
Primavera- otoño	7000 – 5000	0,33
Verano	3500 – 2500	0,35
Invierno	10 000 – 9000	0,30

Capa	Leyenda	Datos	SigmaZ kg/cm2	EpsilonZ 10-6	SigmaH kg/cm2	EpsilonH 10-6
Capa 1	Espesor, cm	6				
	Módulo, kg/cm2	60000	9	-1.21	13.7	104
	C Poisson	0.33	8.07	75.4	5.38	15.6
	Despegada (s/n)	N				
Capa 2	Espesor, cm	19				
	Módulo, kg/cm2	50000	8.07	93.5	5.14	15.6
	C Poisson	0.33	1.13	115	-6.99	-101
	Despegada (s/n)	N				
Capa 3	Espesor, cm	25				
	Módulo, kg/cm2	4800	1.13	255	-0.139	-101
	C Poisson	0.35	0.385	133	-0.365	-77.4
	Despegada (s/n)	N				
Cimiento	Módulo, kg/cm2	2000	0.385	193	-0.00167	-77.4
	C Poisson	0.40				

Figura 6. Datos utilizados para calcular la deflexión inicial teórica de la sección 131

Los valores que figuran en la Tabla 5 son los que, como máximo, puede tener una capa granular, debido a sus características propias. Sin embargo, los módulos de elasticidad reales de una capa granular están limitados por el valor del módulo de elasticidad de la capa sobre la que se apoya, ya que no se puede compactar más que hasta un cierto nivel, función del módulo de elasticidad de la capa inferior. Así, se admite que existe la siguiente relación (Ley de Dortmund y Metcalf) entre el módulo de una capa, su espesor y el módulo de elasticidad de la capa sobre la que apoya:

$$E = 0,206 h^{0.45} E_i \quad (6)$$

dónde:

$E$  es el módulo de elasticidad de la capa superior que se extiende, en MPa.

$E_i$  es el módulo de elasticidad de la capa inferior que sirve de apoyo, en MPa.

$h$  es el espesor de la capa superior nueva, en mm.

Las mezclas bituminosas, como ya se ha indicado, son materiales cuyas propiedades estructurales varían con la temperatura. La variación que se estima que se produce en los módulos de elasticidad de las mezclas bituminosas densas o semi-densas convencionales, en función de la estación del año, se recogen en la Tabla 6.

Si se tuviesen, por ejemplo, datos climáticos y de tráfico por meses se podría hacer el estudio para cada mes y aplicar después la ley de Miner para el cálculo de la fatiga del firme. En los cálculos normales se utilizan los valores medios anuales que se indican en la Tabla 5.

Con los valores iniciales de los módulos de elasticidad y coeficiente de Poisson en las diferentes capas que componen la sección del firme, se puede obtener la deflexión inicial esperable utilizando un programa multicapa que, para la sección que estamos estudiando (131), arroja un valor de 23,9 centésimas de milímetro.

Con el paso del tráfico, el tiempo, el agua, etc. la carretera se va deteriorando y van disminuyendo los módulos de elasticidad al tiempo que aumenta



el valor de la deflexión y, generalmente, disminuye el radio de curvatura. Al cabo de un tiempo aparecen también degradaciones en la superficie de la carretera que aceleran dicho deterioro. Existen varias combinaciones para alcanzar los valores de la sección que se analiza, pero se va a utilizar un método suficientemente aproximado y sencillo para ello.

Los valores de módulo de elasticidad que se elijan para obtener el modelo de firme deben ser tales que, introducidos en un modelo multicapa, proporcionen la misma deflexión y radio de curvatura obtenidos en el ensayo de deflexiones. Además, deben ser coherentes con las degradaciones que tenga el firme. Así, un firme fisurado pero sin hundimientos en las zonas de rodada indica un bajo módulo de elasticidad de las capas de mezcla asfáltica y un buen módulo de elasticidad en las capas granulares. Por el contrario, hundimientos en la zona de rodadas indicarían módulos de elasticidad bajos en las capas granulares. También hay que tener en cuenta el módulo de elasticidad de la explanada aproximado, si se posee este dato.

Siguiendo con el ejemplo, si en el punto analizado se ha registrado una deflexión de 55 centésimas de milímetro (superior a las 23,9 teóricas) hay que proceder a modificar el valor de los módulos de elasticidad iniciales hasta obtener unos valores de la deflexión más aproximados a los medidos. Se recomienda partir con una velocidad de deterioro doble en las capas de mezcla bituminosa que en las granulares, hasta alcanzar valores de la deflexión próximos a los existentes y, entonces, ajustar con los otros datos de los que se disponga. Para este primer tanteo se van a utilizar los siguientes módulos de elasticidad:

- Explanada: 120 MPa
- Zahorra artificial: 250 MPa
- MB intermedia: 1500 MPa
- MB rodadura: 1800 MPa

Con ellos, la deflexión resultante en un modelo multicapa, con las mismas condiciones empleadas en el cálculo inicial, alcanza el valor de 54,5 centésimas de

Capa	Leyenda	Datos	SigmaZ kg/cm2	EpsilonZ 10-6	SigmaH kg/cm2	EpsilonH 10-6
Capa 1	Espesor, cm	6				
	Módulo, kg/cm2	18000	9	28	12.9	314
	C Poisson	0.33	8.12	309	3.89	-4.21
	Despegada (s/n)	N				
Capa 2	Espesor, cm	19				
	Módulo, kg/cm2	12000	8.12	461	3.92	-4.21
	C Poisson	0.33	1.7	374	-4.23	-283
	Despegada (s/n)	N				
Capa 3	Espesor, cm	25				
	Módulo, kg/cm2	2500	1.7	729	-0.171	-283
	C Poisson	0.35	0.533	331	-0.419	-184
	Despegada (s/n)	N				
Cimiento	Módulo, kg/cm2	1200	0.533	452	-0.0115	-184
	C Poisson	0.40				

Figura 7. Datos utilizados en el modelo para alcanzar un valor de la deflexión similar al medido en la sección 131

milímetro, que se corresponde bastante fielmente con la obtenida en la deflectometría y con radios de curvatura similares.

Una vez obtenido el modelo que mejor se ajusta a las condiciones existentes, se puede proceder a calcular con un modelo multicapa las tensiones y deformaciones que se producen en la sección al aplicarle la carga de una rueda del eje estándar de 13 toneladas y calcular el refuerzo necesario.

En el caso de que el técnico que realice el estudio no tenga mucha experiencia, se recomienda trabajar únicamente con la deflexión y considerar que la velocidad de deterioro de las mezclas bituminosas es el doble que

el de las capas granulares, fijando de esta forma los módulos para que la deflexión teórica sea igual a la medida.

Con este método sencillo, se obtiene un modelo suficientemente aproximado para trabajar sobre él.

## 4.2 Estudio de un refuerzo sobre el modelo obtenido

Una vez obtenido nuestro modelo, podríamos acometer el cálculo del refuerzo exigiendo la condición de que el firme recupere la deflexión original que tenía el firme nuevo. Haciendo este cálculo se obtiene que, para nuestro ejemplo, se necesita un espesor de

Capa	Leyenda	Datos	SigmaZ kg/cm2	EpsilonZ 10-6	SigmaH kg/cm2	EpsilonH 10-6
Capa 1	Espesor, cm	27				
	Módulo, kg/cm2	60000	9	26.4	11.2	76
	C Poisson	0.33	1.48	69.3	-4.07	-53.6
	Despegada (s/n)	N				
Capa 2	Espesor, cm	6				
	Módulo, kg/cm2	18000	1.48	108	-0.712	-53.6
	C Poisson	0.33	0.939	88.1	-0.981	-53.7
	Despegada (s/n)	N				
Capa 3	Espesor, cm	19				
	Módulo, kg/cm2	12000	0.939	106	-0.5	-53.7
	C Poisson	0.33	0.266	75.2	-0.964	-61.1
	Despegada (s/n)	N				
Capa 4	Espesor, cm	25				
	Módulo, kg/cm2	2500	0.266	132	-0.0918	-61.1
	C Poisson	0.35	0.136	87.4	-0.117	-49.5
	Despegada (s/n)	N				
Cimiento	Módulo, kg/cm2	1200	0.136	119	-0.0081	-49.5
	C Poisson	0.40				

Figura 8.



mezcla nueva de 27 cm (ver Figura 8), muy parecido al valor de refuerzo que indica la norma 6.3 IC [2] en la tabla de espesores mínimos (25 cm).

Esta condición no es, en la realidad, la que se debe exigir ya que al cambiar de sección de firme, con las nuevas capas, esta equivalencia de deflexiones no implica igualdad de vida útil. Esta sección reforzada tendría más vida útil que la inicial.

Por ello, se da un paso más en el cálculo del espesor del refuerzo, utilizando el cálculo en fatiga del firme, pudiendo utilizar las leyes de fatiga que figuran en la citada norma 6.3 IC [2].

Explicaremos brevemente los fundamentos y el proceso de un cálculo a fatiga.

El firme de carreteras es una estructura destinada a soportar las cargas del tráfico. Estas cargas son inferiores a la carga de rotura de la estructura por lo que, si se siguiese este criterio de rotura, el firme no se rompería nunca. El hecho es que cada paso de un vehículo deja un "daño residual" en el firme que hace que, al cabo de muchas repeticiones, el material rompa a fatiga.

Los programas o modelos multicapa sirven para obtener las tensiones y deformaciones que la carga de medio eje estándar produce en una sección determinada de firme. Para ello, en el modelo hay que introducir una serie de datos:

- espesor de las capas,
- módulo de elasticidad de las capas,
- coeficiente de Poisson de éstas,
- condiciones de pegado o despegado en el contacto entre capas.

Como puede apreciarse, son los datos de los que ya se ha hablado anteriormente salvo el material que compone las capas, básico para saber el coeficiente de Poisson a utilizar o la ley de fatiga a utilizar.

Para cada material se conoce, por estudios anteriores, cuál es la tensión o deformación que causa la fatiga del mismo. En las capas más usuales de un firme flexible serían:

- la deformación horizontal en la parte inferior de la capa más baja de mezcla asfáltica;

- la deformación vertical en las capas granulares.

Obtenidos los valores de las tensiones y deformaciones con el modelo multicapa, se introducen éstos en las leyes de fatiga correspondientes a cada material y se obtiene el número de veces que puede soportar la carga del eje estándar hasta que se produzca la rotura por fatiga. Este cálculo se hace para cada capa de material existente en el firme. La capa que admita el menor número de pasos de ejes estándar será la que marque la rotura del firme a fatiga.

Este método, generalmente utilizado para el cálculo de firmes nuevos, es también aplicable para conocer la vida residual de los firmes existentes.

Las leyes de fatiga que figuran en la normativa española [2] [8] son las siguientes:

- Para mezclas bituminosas:  
 $\epsilon_r = 6,6925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$
- Para capas granulares:  
 $\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$

Vamos a utilizar estas leyes en el proceso de cálculo. De los resultados que obtenemos en el modelo multicapa vemos que con el firme nuevo (Figura 6) tenemos en la mezcla bituminosa una deformación horizontal, en la cara inferior de  $101 \cdot 10^{-3}$  mm y en las capas granulares una deformación vertical máxima de  $255 \cdot 10^{-3}$  mm.

Entrando con estas deformaciones en las leyes de fatiga que se han indicado anteriormente, se obtiene que el número de ejes de 13 toneladas que pueden circular por el firme hasta que se produzca la rotura de una de las capas es de 5,49 millones para la mezcla bituminosa y 7,68 millones para las capas granulares, lo que indica que la rotura del firme se producirá por fatiga de la capa de mezcla bituminosa. Esto es bueno para el firme porque si se iniciase la rotura por la capa granular la rehabilitación sería más difícil y costosa.

Analizando el modelo del firme en el momento del estudio (Figura 7), se obtienen unos valores para la deformación horizontal, en la mezcla bitu-

minosa, de  $283 \cdot 10^{-3}$  mm y de deformación vertical, en las capas granulares, de  $729 \cdot 10^{-3}$  mm. Esto supone que el número de ejes hasta la rotura total es de 124 761 para la mezcla bituminosa y 180 370 para las capas granulares, es decir, peligrosamente próximos a la rotura por fatiga.

En este método de cálculo reforzamos el firme existente con el espesor de mezcla bituminosa nueva necesario para que, una vez rehabilitado, el firme alcance los valores de deformación correspondientes al firme nuevo. Cumpliendo esta condición pondremos al firme en condiciones de soportar, otra vez, las cargas del tráfico hasta un nivel semejante al que tenía el firme nuevo.

Si analizamos las tensiones y deformaciones del firme con los 27 cm de refuerzo —obtenidos con la hipótesis de igualar las deflexiones— vemos que (Figura 8) la deformación horizontal máxima en la mezcla bituminosa es de  $61,1 \cdot 10^{-3}$  mm y la deformación vertical máxima de  $132 \cdot 10^{-3}$  mm. Entrando en las leyes de fatiga, se obtienen unos valores de ejes de 13 toneladas que pueden circular por el firme, hasta rotura, muy superiores a los del firme nuevo: 34,75 millones para la mezcla bituminosa y 80,67 millones para las capas granulares. En este último análisis se ha usado la ley de fatiga del material nuevo, por no disponer de otra. En su aplicación habría que considerar que la mezcla ya ha sufrido un proceso de fatiga y tenerlo en cuenta en la estimación de la vida del nuevo firme tras el refuerzo.

El deterioro que han sufrido las capas de mezcla bituminosa del firme antiguo ha tenido que ser severo a juzgar por la pérdida de módulo que ha experimentado. El número de ciclos calculados se vería sensiblemente afectado.

A parte de esto, en el cálculo de la vida de los firmes sólo se tiene en cuenta los valores medios de los resultados y a su resultado habría que afectarlo por el factor de fiabilidad como se expone más adelante.

## 4.3 Fresado y reposición o reciclados

En el caso de que se quiera realizar una rehabilitación consistente en fresado y reposición o reciclado de cualquier tipo, el modelo nos ayuda a encontrar los espesores adecuados para calcular el refuerzo.

Si sobre el modelo de firme que estamos empleando como ejemplo se quiere saber cuál es el número de ejes que puede soportar esta sección después de realizar un fresado de 25 cm, una reposición de esos 25 cm con mezcla bituminosa semi-densa ( $E = 6000$  MPa) y la extensión de una capa de 3 cm de mezcla bituminosa abierta ( $E = 4000$  MPa) sobre la anterior, solo se tiene que crear el modelo del firme una vez realizada la rehabilitación propuesta (Figura 8). El resultado que se obtiene es la capacidad de soportar, prácticamente, seis millones de ejes estándar por el cálculo a fatiga pero sin aplicar la fiabilidad.

Como se ve, el procedimiento de cálculo de la eficacia de este tipo de rehabilitación es relativamente sencillo.

De la misma forma se puede realizar el cálculo para una rehabilitación mediante reciclados, simplemente suprimiendo la parte del modelo que se va a reciclar y colocando la capa

del tipo de reciclado elegido con el módulo y coeficiente de Poisson que corresponda. Se rematará con la capa o capas de mezcla bituminosa nueva que se estimen convenientes.

## 4.4 Cálculo inverso

El proceso de obtención del modelo se puede simplificar si se dispone de un programa de cálculo inverso y se realiza la toma de deflexiones con el deflectómetro de impacto. Este tipo de programas calcula los módulos de elasticidad de las capas que componen el firme, siempre que se introduzcan como datos las deflexiones de los diversos geófonos en cada ensayo y los espesores de las capas.

A partir de este punto se puede continuar el proceso de cálculo del refuerzo cómo se ha expuesto anteriormente. Sin embargo el proceso tiene sus dificultades. La primera es la sensibilidad del programa a los datos de los espesores del firme. Si, por ejemplo, se da un espesor de 20 cm para la capa superior que, según los datos, es de mezcla bituminosa y realmente en ese punto de la carretera solo hay 15 cm de mezcla bituminosa y a partir de ahí zahorra artificial, el módulo que obtendremos del programa para "nuestra" mezcla bituminosa será bajo.

Por ello algunos programas de cálculo inverso admiten la introducción del fichero de los datos del geo-radar, para poder hacer los cálculos con espesores reales.

Si, como hemos comentado, la información disponible (en una buena situación) es un dato de la sección por kilómetro, los módulos que se obtengan deben analizarse detenidamente.

La segunda dificultad es que el proceso del cálculo inverso no es único. Uno de los mejores programas de cálculo inverso, el Elmod 6 de la empresa Dynatest, permite cinco formas diferentes de cálculo inverso, entre las que figura una con elementos finitos. Los resultados de las cinco formas de cálculo difieren entre sí. De hecho están en desarrollo una serie de programas de cálculo inverso basados en un modelo visco elástico del firme, evidentemente, más fiables que los existentes.

Es decir, que el técnico no sólo debe analizar los espesores que se introducen en el programa, sino también analizar cuál es la forma de realizar el cálculo inverso que se ajusta mejor a los valores de los módulos de elasticidad que él espera como lógicos.

Dicho esto, el cálculo inverso es una buena herramienta que ayuda al técnico en la creación del modelo, pero no debe entenderse como la verdad abso-

Capa	Legenda	Datos	Sigma Z (Kg/cm2)	Epsilon Z 10-6	Sigma H (Kg/cm2)	Epsilon H 10-6
Capa 1	Espesor, cm	3				
	Material	B.Asfáltica Densa(D)				
	Módulo, kg/cm2	40000	9,2	46,9	11,1	110
	C.Poisson	0,33	8,66	77,6	8,42	69,6
	Pegado	S				
Capa 2	Espesor, cm	25				
	Material	B.Asfáltica Densa(D)				
	Módulo, kg/cm2	60000	8,66	28,9	10,5	69,6
	C.Poisson	0,33	0,604	104	-8,54	-98,7
	Pegado	S				
Capa 3	Espesor, cm	25				
	Material	Zahorra Artificial				
	Módulo, kg/cm2	2500	0,604	257	-0,054	-98,7
	C.Poisson	0,35	0,262	153	-0,173	-81,6
	Pegado	S				
Explanada	Material	Capa Granular				
	Módulo, kg/cm2	1200	0,262	211	0,0115	-81,6
	C.Poisson	0,4				

Figura 9.

luta. Por desgracia, o por suerte, estamos en el campo de la ingeniería.

## 4.5 Leyes de fatiga

Este es otro tema que debemos comprender en profundidad. El cálculo a fatiga de los firmes se suele denominar modernamente cálculo mecánico empírico. La parte mecánica corresponde al cálculo de las tensiones y deformaciones que se producen al simular, en un modelo multicapa, la carga de un semieje estándar.

Aquí no se debe olvidar que las capas se suponen infinitas en todas las direcciones, con lo que se prescinde del efecto que pueda tener el borde del firme.

La parte empírica o experimental corresponde a las leyes de fatiga que aplicamos a los valores obtenidos y que relacionan las tensiones o deformaciones claves de cada capa con el número de ejes admisibles hasta que se produce la fatiga del firme.

Estas leyes de fatiga se obtienen en ensayos de laboratorio en unas condiciones que se estimaron lógicas para este tipo de ensayos.

En nuestro país, estos ensayos no superan, de acuerdo con la norma NLT correspondiente, los 600 200 ciclos. El paso de este número de cargas —limitado lógicamente por la necesidad de que el ensayo no dure un tiempo elevado— equivale al tráfico que soporta durante 20 años el carril de proyecto de una carretera con una IMD de pesados de 125 vehículos por día, con un aumento anual medio de tráfico del 3%.

Este valor equivale a un tráfico T3 y, ciertamente, no se encuentra próximo al límite superior del mismo (200). Por encima de este valor de tráfico, los datos obtenidos de las leyes de fatiga son extrapolaciones que se suponen funcionarán razonablemente bien.

Es en este punto cuando debe entrar la experiencia, para determinar si los firmes de carreteras se comportan de acuerdo con las leyes de fatiga, y, si no es así, ajustarlas hasta que suceda.

Como ejemplo, en un trabajo realizado por Anthony P. Stubbs [9] se con-

cluye que la ley de fatiga de la Shell para mezclas bituminosas que se utilizaba en Nueva Zelanda, y que es una de las más comúnmente utilizadas en el mudo, da un número de ejes hasta fatiga inferior al que se ha comprobado en la realidad. Por ello, proponen multiplicar por 5,7 el número de ejes admisibles que resultan de la aplicación de dicha ley de fatiga, modificación que se ha realizado en la última norma publicada en este país.

Las leyes de fatiga de las mezclas bituminosas, por ejemplo, se subdividen entre las que tienen en cuenta el porcentaje de betún de la mezcla y las que no lo tienen en cuenta. Un tema que, al menos, parece lo suficientemente importante como para tenerlo en consideración.

Los cambios en los materiales, los procesos de puesta en obra, etc. a lo largo del tiempo hacen que sea necesario estar vigilantes sobre la validez de las leyes de fatiga que se utilicen en el cálculo.

## 5. Fiabilidad

En el apartado anterior se han expuesto algunas de las incertidumbres a las que hay que enfrentarse cuando se realiza el cálculo de un refuerzo de firme; pero no están todas. Vamos a detenernos, por ejemplo, a analizar los módulos de elasticidad que hemos indicado anteriormente para su utilización.

Por ejemplo, si pensamos en el módulo de elasticidad de las mezclas bituminosas nuevas, vemos que utilizamos un único valor en función del tipo de mezcla colocada. Pero, como ya se ha indicado, el valor del módulo de elasticidad varía con la temperatura a la que está la mezcla. Por eso, este valor debería ser el correspondiente a la temperatura que causa el daño medio en el firme. Esto requiere un análisis, tanto de la distribución del tráfico horario, diario etc., como del correspondiente valor de la temperatura media en esos casos, lo que hace impensable su realización en casos normales.

Independientemente de ello, otro factor que hace variar el módulo de elasticidad es la velocidad a la que se aplica la carga. Intentar realizar los ensayos de laboratorio e incluso los de deflectometría, con la misma velocidad de carga que producen los camiones al circular es una misión muy difícil. No lo consiguen ni los deflectómetros de impacto, que son los que más se aproximan.

Nos encontramos problemas similares con los módulos de elasticidad nuevos que utilizamos en las capas granulares. Varían con la humedad, varían con la tensión vertical a la que está sometida la capa granular, varían con la velocidad...

La búsqueda de los módulos de elasticidad que realmente deberíamos utilizar en cada caso es una búsqueda muy parecida a la del Santo Grial, por lo que, siendo prácticos, admitiremos los módulos aproximados que se han indicado anteriormente (Tablas 5 y 6) para realizar los cálculos.

Todo ello nos muestra las incertidumbres a las que hacemos frente cuando realizamos un cálculo de rehabilitación. Por ello se entiende que, en bastantes países, se utilice la noción de fiabilidad como una especie de coeficiente de seguridad que se aplica al cálculo.

Es una noción similar a la que se ha explicado anteriormente, referida a la obtención de la deflexión característica en la norma 6.3 IC [2]:

$$d_k = d_m + 2 \text{ desv.est} \quad (7)$$

Cuando decimos que queremos tener la probabilidad de que tan solo en un 2% de los casos el valor que elegimos se vea superado en la realidad, estamos diciendo que si la distribución de la variable es normal, el coeficiente que afecta a la desviación típica es aproximadamente 2, de acuerdo con las tablas de distribución mostradas anteriormente (Figura 2).

El segundo factor que afecta al valor final o característico de parámetro es su desviación estándar, es decir, lo



ancha o estrecha que sea la campana de Gauss que analizamos. En el caso de las deflexiones (dado que están los datos tomados para poder calcularla en los tramos homogéneos) la desviación que se obtenga será función de la homogeneidad del firme.

En el caso de que queramos utilizar el proceso para datos futuros, como el tráfico que va a pasar por una sección o los módulos de elasticidad que se van a obtener, o incluso los espesores reales de las diferentes capas, tendremos que establecer una desviación típica previsible que vendrá guiada por la experiencia.

La norma AASHTO 93 [5] establece, por ejemplo, para una carretera de una cierta importancia y firme flexible, una fiabilidad del 95% y una desviación estándar de 0,44 o 0,49 en función de si se incluye la variación del tráfico futuro o no.

Si realizamos un cálculo de una rehabilitación de firmes para el extranjero, casi siempre deberemos de tenerlo en cuenta. En España, si hacemos un cálculo fuera de la norma 6.3 IC [2], que al ser experimental lo lleva implícito, también deberíamos hacerlo, como se ha explicado anteriormente.

6. Firmes semirrígidos

Se denominan firmes semirrígidos, en general, a aquellos firmes que tienen por base una capa cementada y, sobre ella, una o varias capas de mezcla bituminosa.

Los firmes semirrígidos tienen una serie de características, en el campo de la capacidad estructural, que los hacen diferentes de los firmes flexibles. Estas características especiales son:

- Capacidad estructural elevada, en general, suministrada por la capa cementada.
- El firme semirrígido es un firme discontinuo, debido a la fisuración por retracción de esa capa cementada. Esta importante característica no es evidente en los primeros momentos de la vida del firme, ya que la fisuración que origina esta discontinuidad permanece oculta. Cuando la fisura se refleja en la superficie de la carretera, entonces la discontinuidad se hace manifiesta.

La capacidad estructural de la zona fisurada es bastante menor que la correspondiente a la zona sin fisurar, primero por convertirse en un borde del firme y segundo por ser un lugar por el que el agua de lluvia puede circular fácilmente hasta las capas granulares. Por ello, esta zona fisurada se convierte en la parte más débil del firme, por lo que si no se cuida de forma adecuada —sellándola cuanto antes y controlando su evolución— puede ser la causa de la ruina prematura de éste.

6.1 Análisis de la capacidad estructural

Por lo tanto, a la hora de rehabilitar un firme semirrígido hay que prever dos posibles formas de rotura: una por fatiga, como en el caso anterior, y otra por deterioro de la zona fisurada.

En el caso de los firmes semirrígidos, las leyes de fatiga tienen una forma característica cuando se dibujan en escala normal y no logarítmica, como puede apreciarse en la Figura 10 y en la Tabla 7 en la que se ha empleado la ley de fatiga propuesta por la Instrucción andaluza [3] para el suelo-cemento:

$$\sigma_t = 0,72(1 - 0,065 \log N) \tag{8}$$

Como puede apreciarse, parece que una tensión superior a 0,45 prácticamente rompe el suelocemento, mientras que una inferior —sobre todo si baja de 0,40— permite un número de ejes elevadísimo. En cierta forma es como si esa tensión fuera de rotura siendo muy escaso el margen de fatiga del material.



Figura 10. Representación de la ley de fatiga del suelo-cemento [3]

Tabla 7. Ley de fatiga del suelo-cemento [3]			
Tensión, $\sigma_t$ (MPa)	Número, N, de ejes hasta fatiga	Tensión, $\sigma_t$ (MPa)	Número, N, de ejes hasta fatiga (N)
0,35	80 534 674	0,55	4290
0,40	6 880 291	0,60	367
0,45	587 802	0,65	31
0,50	50 217	0,70	3

Según el PG 3 español [10], la tensión a compresión a los 7 días del suelocemento debe estar comprendida entre 2,5 y 4,5 MPa.

Una regla práctica que utilizaba cuando trabajaba con estructuras de hormigón es que la tensión de rotura a tracción es, aproximadamente, la décima parte de la tensión de rotura a compresión, y que la tensión de rotura a flexotracción es, aproximadamente, el doble de la de tracción.

Con esta norma del dedo gordo, que dirían los ingleses, el rango de tensiones de rotura a flexotracción que me permitiría el PG3 [10] variaría entre 0,5 y 0,9 MPa. Aunque los valores son muy aproximados, queda claro que existe un rango para la tensión a rotura en el suelocemento mientras que la ley de fatiga utilizada está localizada en un único valor. Por ello, parece mucho más apropiada la ley de fatiga que aparece en la norma 6.3 IC [2]:

$$\frac{\sigma_r}{R_f} = 1 - 0,080 \log N \quad (9)$$

En esta ecuación  $R_f$  es la resistencia a flexotracción, en MPa, con lo que la ley de fatiga depende de la resistencia que tenga la capa de suelocemento.

Claro que esto exige una coordinación entre el técnico que diseña la rehabilitación y los técnicos que dirigen la misma, para que el valor adoptado en el cálculo sea el real de la capa una vez puesta en obra.

El cálculo a fatiga de este tipo de firmes es similar al de los firmes flexibles, adoptando normalmente una velocidad de deterioro del módulo de elasticidad de la capa cementada igual a la velocidad de deterioro del módulo de elasticidad de las capas de mezcla bituminosa.

Sin embargo, una mención aparte requiere el tema del reflejo de las fisuras de la capa cementada en la superficie de la carretera.

## 6.2 La fisuración transversal de los firmes semirrígidos

La fisuración de una carretera con capas cementadas puede deberse a múltiples causas; entre ellas se pueden citar las siguientes:

- Asiento de los terraplenes de la carretera.
- Movimientos de las capas del firme producidos por el hinchamiento y deshinchamiento de las capas inferiores sensibles a la variación de humedad.
- Fisuración superficial térmica.
- Fisuración por asientos debidos a rellenos localizados

Pero realmente la fisuración que sistemáticamente se produce en una carretera con base cementada, de forma prácticamente irremediable, es la fisuración de la base por retracción y posterior movimientos (por cambios térmicos) de las "losas" de firme así formadas.

En el momento de su colocación, la base cementada es un sólido viscoplástico en el que se están produciendo unas reacciones químicas de fraguado que elevan su temperatura.

En el momento en que la capa cementada se hace un sólido rígido, su temperatura es más elevada que la temperatura ambiente. Al enfriarse, se producen tensiones de tracción que acaban rompiendo la base continua en "losas". La fisuración es sistemática, produciéndose fisuras, tanto laterales como longitudinales, a una distancia que suele oscilar entre los cuatro y los siete metros, en función de diversas variables como son el porcentaje de cemento, la relación agua-cemento, la naturaleza de los áridos, las condiciones ambientales, la humedad de la capa, etc.

Los altos gradientes térmicos producidos en inviernos fríos por la diferencia de temperaturas entre una soleada mañana y una noche heladora, producirán, al contraerse las losas, el reflejo de la fisura de la capa cementada hasta su aparición en la superficie. A partir de este momento el problema se agrava ya que el agua puede penetrar, a través de la fisura, hasta las capas inferiores. Esto produce un deterioro de los bordes de la junta. Con el tiempo, el deterioro continuará con una formación de pequeños huecos debajo de la capa cementada, eclosión de finos, aumento del tamaño de los huecos, formación de fisuras paralelas a la inicial al faltar el apoyo inferior (debido al aumento del tamaño del hueco) y deterioro final de la zona.

## 6.3 Problemas de mantenimiento

Contra este problema se debe luchar desde el proyecto de la carretera, bien drásticamente, no proyectando firmes con capa de gravacemento o colocándola dentro de un firme "inverso" como se experimenta en Francia, bien incluyendo elementos que dificultan el proceso de reflejo de las fisuras, como puede ser aumentar el espesor de las capas de mezcla bituminosa que se sitúan sobre la gravacemento, aumentar la elasticidad de estas capas, colocar elementos que retardan el proceso de reflejo de fisuras, y sobre todo, como se aconseja en la norma española, procediendo a prefisurar la capa cementada a distancias no superiores a los 3-4 metros, con objeto de reducir la importancia de las fisuras de retracción que se produzcan.

Si el problema ya ha surgido, el mantenimiento de la carretera es costoso y pasa por actuaciones que retarden el proceso de reflejo de fisuras primero, y de deterioro de la misma después.

El sellado mediante puenteo de las fisuras, el refuerzo de la carretera con una capa anti reflejo de fisuras y una capa superior de mezcla asfáltica, drenante o no, y el refuerzo con una capa de mezcla asfáltica directamente encima del firme existente, son actuaciones de conservación y de refuerzo que se suelen utilizar en el proceso de mantenimiento y gestión de este tipo de carreteras.

## 6.4 Auscultación tradicional

En este apartado y en el siguiente nos referimos únicamente a la auscultación de la capacidad portante de los firmes semirrígidos, que es el único tema en el que existe un elemento diferencial con relación a la auscultación de firmes flexibles.

Tradicionalmente, la auscultación se realiza con el curviómetro o el deflectómetro de impacto y algo menos con el deflectógrafo Lacroix 03, midiendo la deflexión y el radio de curvatura cada cierta distancia que es fija, de 5 metros, en el caso de curviómetro y Lacroix, y variable en el deflectómetro de impacto, aunque se suelen tomar medidas

cada 20 o cada 40 metros según el caso y el tipo de auscultación a realizar.

Dado que la zona de fisuras, o próxima, tiene una deflexión más alta que el resto, el valor de la deflexión es función del punto donde se haga el ensayo.

En general, cuando se quiere repetir la auscultación de un firme semirrígido con un deflectógrafo de paso fijo, las zonas que tienen problemas con las capas inferiores del firme se reproducen bastante fielmente, pero ya los valores individuales de deflexiones altas obtenidas en zonas fisuradas es más difícil que se repitan en la siguiente toma, simplemente por la dificultad de coincidencia.

Sin embargo, suprimiendo las deflexiones singulares y estudiando las deformadas aportadas por estos vehículos, se pueden instrumentar modelos de comportamiento que nos informan de los parámetros más significativos del firme semirrígido y valorar así su estado de degradación.

## 6.5 Auscultación dirigida al punto débil

Dado que el elemento que produce el deterioro del firme es la fisura al evolucionar progresivamente en su degradación, últimamente se ha procedido a auscultar los firmes semirrígidos centrándose el estudio en estos puntos débiles, de forma análoga a como se hace en las juntas de los firmes rígidos.

Los parámetros que indican el estado de la zona fisurada, y por tanto del total del firme, son:

- Transferencia de carga entre bordes de fisura.
- Existencia de huecos debajo de la fisura.
- Deflexión en la fisura.

Aunque lo mejor en principio sería auscultar todas las fisuras, en general se elige auscultar una junta de cada cinco, con lo que se obtiene una idea global bastante precisa del estado del firme. También se realiza una toma de deflexiones en el centro de la zona sin afectar por la fisuración, para comprobar su riesgo a una posible rotura del tipo fatiga, improbable,

y para comparar este valor “sano” con el que se obtenga en la zona fisurada.

Evidentemente en las zonas donde no se haya reflejado la fisura ni se puede ni se debe hacer este tipo de auscultación.

Para realizar la auscultación que se indica, se utiliza el deflectómetro de impacto. El aparato va provisto de odómetro lo que permite identificar perfectamente cada fisura auscultada y repetir en el futuro la auscultación en el mismo sitio con objeto de comprobar la evolución de los parámetros. La sistemática a emplear se basa en la normativa AASHTO [5] y más concretamente en su apartado 3.5 “*Non destructive testing deflection measurement*”.

### 6.5.1 Deflexiones en zonas de juntas

Las deflexiones en las juntas dan idea del deterioro alcanzado en las zonas débiles del firme. Para conseguir la máxima información, se deben realizar también deflexiones en zonas centrales alejadas de las fisuras, para comparar la diferencia de comportamiento entre una y otra.

Las deflexiones en las zonas centrales sirven también para controlar la evolución de los módulos de elasticidad de las capas del firme, en las zonas que no están afectadas por el deterioro que producen las fisuras.

### 6.5.2 Transferencia de carga en juntas

Cuando las cargas del tráfico se producen cerca de un borde de la estructura del firme, solamente la mitad del firme colabora en resistir estas cargas por lo que las tensiones y las deformaciones aumentan en estas zonas comparadas con las que se producirían en la zona central del firme. Por ello, es necesario controlar qué porcentaje de carga son capaces de transferir las fisuras al lado no cargado del firme, ya que si el porcentaje fuera pequeño tendríamos un problema de deterioro del firme.

En un firme continuo, la transferencia de carga entre un lado de una línea ficticia y el otro lado de dicha línea sería del cien por cien. En cambio, entre dos partes de un firme totalmente separadas la transferencia sería cero. Esto supone un aumento de las tensiones en la losa al disminuir la transferencia, por lo que cuando la transferencia de carga es baja (el límite suele establecerse en el 75% para considerar una transferencia de carga buena) se debe proceder a la reparación de la zona.

El ensayo se realiza dos veces en cada junta, dando el golpe cada vez a un lado de la fisura, ya que la transferencia de carga puede ser distinta si la carga está a un lado o a otro de la misma, pudiendo haber diferencias significativas.

### 6.5.3 Detección de huecos

Para la detección de huecos, se utiliza el método de la AASHTO basado en la proporcionalidad existente entre cargas y deflexiones en los firmes en buen estado. Cuando existen huecos es necesario rellenarlos antes de actuar, si no se quiere que cualquier refuerzo que se coloque dure poco.

La única opción existente a la de rellenar de los huecos, es la de calcular el espesor del refuerzo para que aguante las cargas a cizalladura que se van a producir en la fisura, lo cual lleva a espesores muy altos de mezcla bituminosa.

## 6.6 Rehabilitación de firmes semirrígidos fisurados

La rehabilitación de estas carreteras fisuradas mediante la colocación de una capa de refuerzo directamente sobre el firme existente, ha demostrado ser bastante ineficaz porque las fisuras se reflejan en la superficie del firme en unos pocos años. Para evitar esto, es necesario interponer entre el refuerzo y la superficie fisurada existente una capa adicional destinada a retardar el reflejo de dichas fisuras, al disminuir las tensiones y las deformaciones que se producen en esta zona.



En definitiva, una capa de refuerzo estaría compuesta por las siguientes partes:

- Una capa de regularización que, en función del estado de la superficie del firme existente, puede existir o no, o a veces puede sustituirse por el fresado de alguna zona muy concreta del pavimento.
- La capa intermedia destinada a retardar el reflejo de las fisuras, que suele dividirse en el sistema que garantiza la unión del producto con el firme existente y el producto en sí, destinado a retardar el reflejo de la fisura.
- Una capa de mezcla asfáltica de refuerzo.

Últimamente han aparecido en el mercado mezclas bituminosas con un alto contenido de betún, que hace que dichas mezclas sean muy elásticas y capaces de retardar el reflejo de fisuras. Entre estas mezclas cabe citar a las mezclas con betún-caucho con alto contenido en betún que pueden llegar a porcentajes del orden del 8-10%.

También las mezclas bituminosas con fibras permiten un alto contenido de betún, aunque todavía no llegan al nivel de las anteriores, pero se están realizando investigaciones ya avanzadas para que esto pueda ser posible en un futuro próximo.

Si utilizásemos una capa de estos materiales, no sería necesario colocar la capa anti-reflejo de fisuras.

Una actuación previa a realizar, si existen huecos debajo de la

capa cementada, es la inyección de mortero de cemento a baja presión para rellenar dichos huecos. Este procedimiento se está utilizando en varias autopistas en España y su uso se va extendiendo.

Si no se utiliza este método, la diferencia de asientos entre los labios de la fisura hará que cualquier tratamiento, salvo que se coloque un espesor de refuerzo capaz de absorber los esfuerzos de cizalladura, durará poco tiempo hasta que se vuelva a reflejar la fisura en la superficie.

Además, es más económico, aunque más lento, tratar las zonas en mal estado en lugar de realizar un tratamiento general en toda la superficie.

## 7. Conclusiones

He intentado exponer, y no sé si lo he logrado, que actualmente estamos lejos de poder realizar un cálculo "exacto" de la rehabilitación de un firme. Esto debería servirnos de acicate para ir investigando y desarrollando temas y procesos, que nos permitan avanzar en la fiabilidad de nuestro proceso de cálculo.

Investigaciones, por ejemplo, en la evolución de los módulos de elasticidad con el tiempo y el tráfico, nos permitirían dar un paso de gigante en nuestro esfuerzo por reducir la variabilidad de la solución.

Cuando miramos la ancha campana de Gauss que indica que estamos en el mundo de la ingeniería y el grado de nuestras simplificaciones, también nos indica el camino a

seguir. Tenemos que ir aproximando las ramas laterales de la campana hasta que ningún badajo, real o imaginario, quepa dentro de ella y sea capaz de hacerla doblar.

*"Nunca preguntes por quién doblan las campanas...  
Doblan por ti".*

## Agradecimientos

A Don Ángel Montes Jiménez por su ayuda en la redacción de este artículo.

## Referencias

- [1] Álvarez Loranca, R.; *Las cargas del tráfico sobre la estructura del firme*; Revista Carreteras; 2003.
- [2] Ministerio de Fomento; *Norma 6.3 IC – Rehabilitación de firmes*; 2003.
- [3] Junta de Andalucía; *Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía*; Sevilla, 2007.
- [4] Comunidad Valenciana; *Norma de secciones de firme de la Comunidad Valenciana*; 2009.
- [5] AASHTO; *Guide for design of pavement structures*; 1993.
- [6] FHWA; *Temperature predictions and adjustment factors for asphalt pavement*; FHWA-RD-98-085; 2000.
- [7] Blanco Caballero, D., Álvarez Loranca, R.; *Corrección por temperatura de las deflexiones obtenidas en los deflectómetros de impacto*; III Congreso Andaluz de Carretera; Sevilla, 2003.
- [8] Ministerio de Fomento; *Norma 6.1 IC – Secciones de firme*; 2003.
- [9] Stubbs, A. P.; *Fatigue behaviour of hot mix asphalt for New Zealand pavement design*; Nueva Zelanda, 2011.
- [10] Ministerio de Fomento; *Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes (PG-3)*; Última actualización 2015. ♦

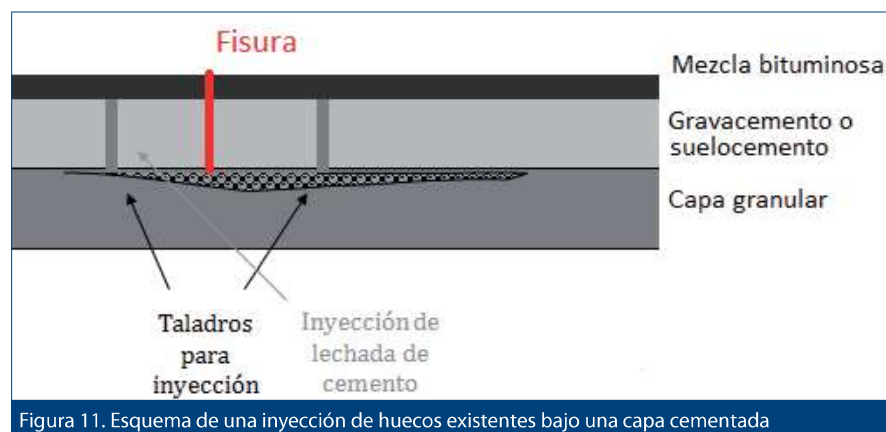


Figura 11. Esquema de una inyección de huecos existentes bajo una capa cementada