

COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES DE FIRME DE LA INSTRUCCIÓN DE CARRETERAS 6.1 Y 6.2 I.C.

Luis Medina Rodríguez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETS Ingenieros de Caminos (La Coruña)

Ignacio Pérez Pérez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETS Ingenieros de Caminos (La Coruña)

Ramón Crespo del Río
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
AEPOS, S.A.

1. INTRODUCCIÓN

Como es de todos sabido, el dimensionamiento de firmes es el proceso que permite determinar los materiales que constituyen las distintas capas del firme y los espesores de las mismas, de manera que se alcance una vida de servicio determinada y, también, que su coste sea el mínimo.

En el año 1986, el **CEDEX** (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas) realizó, mediante un convenio de colaboración con la Dirección General de Carreteras, la comprobación del dimensionamiento de las secciones de firme recogidas en las Normas 6.1 y 6.2 de la Instrucción de Carreteras. En el año 1990, estas secciones fueron nuevamente comprobadas, en un estudio editado por la Asociación Española de Refinerías de Petróleo y Productores de Asfalto donde se hacía un pormenorizado análisis técnico-económico de las secciones de dicha Instrucción.

En ambos se utilizó un método analítico-empírico o mecanicista-empírico. Por un lado, se emplearon modelos de respuesta multicapa basados en la teoría de Burmister y, por el otro, se emplearon modelos de comportamiento de los materiales del firme basados en diversas leyes empíricas obtenidas y calibradas en el laboratorio. Como es sabido, se considera como la respuesta del firme las tensiones, las deformaciones y los desplazamientos críticos en cada una de las capas del mismo. Los modelos de comportamiento relacionan la respuesta con el grado de deterioro del firme a lo largo del tiempo, considerando la repetición de las cargas. Aunque los modelos utilizados en estos dos estudios se referían al agrietamiento por fatiga, existen otros que tienen en cuenta, por ejemplo, la formación de roderas plásticas, la reflexión de las grietas de las capas tratadas con cemento y el agrietamiento por bajas temperaturas.

En este artículo, el fin que se persigue es volver a calcular dichas secciones de nuevo para comprobar si, después del transcurso de los años, el dimensionamiento realizado en aquella ocasión se mantiene en vigencia. Sin embargo, en esta oportunidad, en vez de emplear como herramienta de cálculo un sistema multicapa se utilizará como modelo de respuesta un programa tridimensional, que emplea un esquema explícito de diferencias finitas. Por otra parte, con el fin de caracterizar mecánicamente los materiales que componen las diferentes capas de las secciones, se hará una revisión de la literatura científica, todo ello con el objetivo de examinar si los valores adoptados en el estudio del **CEDEX** del año 1986 han variado significativamente. Una diferencia significativa con respecto a los dos estudios mencionados con anterioridad es que, en esta ocasión, el análisis de la respuesta de las capas de materiales granulares se hará considerando, por un lado, un comportamiento elástico lineal y, por otro, incorporando un modelo elástico no-lineal (Modelo de Boyce). Asimismo, se estudiarán los diferentes modelos de comportamiento y criterios de fallo estructural empleados en las capas del firme al realizar estos estudios. Estos modelos de comportamiento del deterioro estructural del firme se compararán con otros más recientes que surjan de una revisión bibliográfica.

Además, hay que puntualizar que, en este artículo, solamente se van a analizar las secciones correspondientes a las categorías de tráfico **T0** (más de 2000 vehículos pesados al día por el carril de proyecto) y **T1** (entre 2000 y 800 vehículos pesados al día por el carril de proyecto). Tampoco se comprobarán las secciones de firme que incorporen hormigón vibrado como capa de rodadura.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE DIMENSIONAMIENTO DEL CEDEX

La Instrucción 6.1-IC y 6.2-IC “*Secciones de firme*”, con la que, en los últimos años, se han proyectado las carreteras pertenecientes a la Red de Interés General del Estado (**RIGE**), basan el cálculo de los espesores de las capas del firme en el proceso siguiente:

1. El eje tipo considerado es simple, de 13,000 kg, y con ruedas sencillas, lo que supone una carga por rueda de 6500 kg. La presión de contacto corresponde a la máxima legal de inflado de un neumático de camión: 900 kPa (9 kg/cm²). Esto implica, para la hipótesis de huella circular, un contacto de 15.16 cm de radio.
2. Se decidió realizar una clasificación de las secciones de la Instrucción atendiendo a los tipos de materiales utilizados. El criterio de clasificación consistió en el agrupamiento de las secciones de firme de acuerdo a tres tipos básicos de estructura (Crespo *et al.*, 1986):
 - **Tipo I:** mezclas bituminosas sobre la explanada. También se las denomina **FD** (*Full Depth*).
 - **Tipo II:** mezclas bituminosas sobre zahorras (artificial, artificial más natural) y éstas últimas sobre la explanada. También se las denomina **MG**.
 - **Tipo III:** mezclas bituminosas sobre los materiales hidráulicos (hormigón compactado más suelo-cemento, grava-cemento más suelo-cemento, suelo-cemento) y éstas, a su vez, sobre la explanada. También se las denomina **MH**.
3. En el análisis, se utiliza como modelo de respuesta un sistema multicapa basado en la teoría de Boussinesq- Burmister. Como es sabido, en un sistema multicapa, se considera que los materiales son elásticos, homogéneos e isotropos y están caracterizados por su módulo de elasticidad y su coeficiente de Poisson. Las capas son de espesor finito y dimensiones horizontales indefinidas, salvo la capa más profunda (la explanada) que se considera de espesor semiinfinito también en el sentido vertical. Se supone adherencia total en todas las interfaces entre todo tipo de materiales. Los esfuerzos cortantes que se producen en las zonas de contacto entre la rueda y la superficie del pavimento se consideran prácticamente despreciables (Del Val, 1990; Crespo, 1984). El programa comercial que incorpora el modelo multicapa utilizado en su día por el **CEDEX** fue el **CHEVRON NL** (*California Research Corporation*). Mediante este modelo de respuesta se obtuvieron las tensiones, deformaciones y desplazamientos en las capas del firme. Además, en este estudio, no se aceptaron explanadas con un Índice de Capacidad Portante de California (**CBR**) inferior a 8 (explanada tipo **E1**).

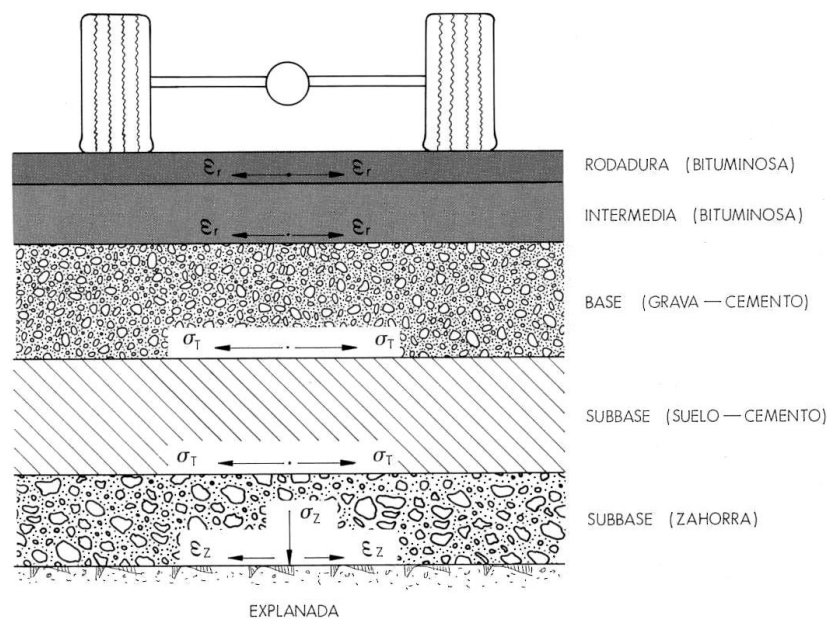


Figura 1. Tensiones y deformaciones adoptadas como criterios de deterioro estructural (Fuente: Izquierdo *et al.*, 1990).

4. En el cálculo del número de ejes que solicitan el firme a lo largo de su vida útil prevista (20 años) se tuvo en cuenta las categorías de tráfico y el tráfico equivalente. Las categorías de tráfico adoptadas para las secciones de las carreteras de la **RIGE** fueron las siguientes (Crespo *et al.*, 1986):
- **T0**: más de 2000 vehículos pesados por día en el carril de proyecto para el año de puesta en servicio.
 - **T1**: entre 2000 y 800 vehículos pesados por día en el carril de proyecto para el año de puesta en servicio.
5. Con el fin de realizar la comprobación analítica de las secciones adoptadas, se transformaron estas categorías de tráfico en el número de repeticiones, N_T , de cargas tipo previstas durante la vida de servicio estimada del firme. Para ello se utilizó la siguiente expresión simplificada (Crespo *et al.*, 1986):

$$N_T = VP \times C \times A \times 365 \quad (1)$$

Siendo:

- N_T = Número de repeticiones de la carga estándar durante el tiempo de cálculo
- VP = Número diario de vehículos pesados en el carril de proyecto, en el año de puesta en servicio
- C = Factor de crecimiento
- A = Factor de equivalencia de un vehículo pesado en ejes estándar

El factor de crecimiento se calculó mediante el término siguiente (Crespo *et al.*, 1986):

$$C_1 = \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad (2)$$

Siendo:

- C_1 = Factor de crecimiento
- n = Número de años
- r = Tasa de crecimiento anual prevista

Se tomó una tasa de crecimiento anual prevista del 2% para un período de 20 años, lo cual dio lugar a un factor de crecimiento, C_1 , igual a 24.30. Los factores de equivalencia, A , considerados en la fórmula 1 fueron de 0.7 en el caso de estructuras con base bituminosas o granular y de 1.0 para estructuras con capas de materiales hidráulicos. Como valor de dimensionamiento de la categoría de tráfico **T1**, el **CEDEX** tomó 2000 vehículos pesados por día en el carril de proyecto y en el año de puesta en servicio. Para el dimensionamiento de la categoría de tráfico **T0** se tomaron 4000 vehículos pesados por día. Por lo tanto, bajo estas premisas, en función de las dos categorías de tráfico enunciadas, aplicando la fórmula 1, el **CEDEX** fijó el número admisible de ejes tipo en el dimensionamiento. Este número de ejes admisible queda reflejado en la Tabla 1 (Crespo *et al.*, 1986):

Tabla 1. Número admisible de ejes tipo en función de la categoría del tráfico			
Categoría de tráfico		T0	T1
Vehículos pesados por día		>2000	2000-800
Tráfico acumulado en ejes de 13 t. (x 10 ⁶)	Estructura con base tratada con cemento	35.7	17.7
	Estructura con base bituminosa o granular	25.0	12.4

6. Tanto en las secciones **Tipo I** como en las secciones **Tipo II** se asumió que la deformación unitaria radial en la fibra inferior de la mezcla bituminosa y la vertical en la fibra superior de la explanada son los parámetros críticos que determinan la vida de servicio del firme (Figura 1). Por otra parte, a partir

del cálculo tensional, se obtuvieron las deformaciones producidas por la sollicitación; con este valor se entró en el modelo de comportamiento y, a continuación, se obtuvo el valor admisible, N , que se comparó con N_T . Si se cumplía $N > N_T$ entonces la sección se consideraba estructuralmente válida, y de todas las secciones analizadas se adoptó, generalmente, aquella en la que N y N_T estaban más próximos. Además, el cálculo de las tensiones, las deformaciones y los desplazamientos se realizó teniendo en cuenta las tres hipótesis térmicas: invierno, verano y primavera-otoño. En este sentido, la expresión analítica de la ley de Miner de acumulación de daños para el conjunto de las tres hipótesis térmicas utilizada por el CEDEX fue la siguiente (Crespo *et al.*, 1986):

$$N_M = \frac{1}{\frac{0.25}{N_I} + \frac{0.50}{N_{P-O}} + \frac{0.25}{N_V}} \quad (3)$$

Siendo:

- N_M = Número admisible de repeticiones de carga por la capa del firme
- N_I = Número admisible de repeticiones de carga, bajo la hipótesis térmica correspondiente al invierno
- N_{P-O} = Número admisible de repeticiones de carga, bajo la hipótesis térmica correspondiente a las estaciones primavera y otoño
- N_V = Número admisible de repeticiones de carga, bajo la hipótesis térmica correspondiente al verano

7. En las secciones **Tipo III** el criterio de fallo consistió en que el agotamiento estructural se produce o bien por fatiga de la explanada o bien por tensiones de tracción excesivas en las fibras inferiores de las capas hidráulicas. Sin embargo, en las capas de materiales hidráulicos, por razones constructivas y de experiencia, se adoptaron espesores mínimos de 20 cm, independientemente de consideraciones o comprobaciones tensionales. El criterio utilizado para la comprobación estructural fue que la tensión horizontal de tracción en la fibra inferior de dichas capas fuera inferior a un cierto porcentaje de la tensión de rotura por flexotracción de los materiales que las componen (Figura 1).

Llegado este punto conviene aclarar que el proceso de dimensionamiento empleado por la Asociación Española de Refinerías de Petróleo y Productores de Asfalto (**ESPAS**) fue prácticamente el mismo, con ligeras variaciones en lo referente a la caracterización de los materiales. No obstante, el programa comercial de cálculo utilizado por la **ESPAS** fue el **ALIZE III**. Por último, esta asociación hizo algunos cambios en cuanto a las leyes de fatiga empleadas en la comprobación del deterioro estructural de las secciones de firme.

3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Tal y como se dijo en la introducción, en este apartado se va a realizar una revisión de los valores de los parámetros de entrada utilizados para la caracterización mecánica de los materiales que constituyen las capas del firme. Es de todos conocido que, en un sistema multicapa la caracterización mecánica de los materiales está dada en función del Módulo de elasticidad (**E**) y del Coeficiente de Poisson (**v**). Por consiguiente, resulta evidente que la adecuada estimación de estos parámetros es una de las tareas más importantes y significativas a la hora de modelar la estructura del firme.

A continuación, con el fin de hacer dicha caracterización, se realizará una revisión de los valores utilizados en algunas publicaciones de índole nacional.

3.1 Mezclas bituminosas

En el estudio original del **CEDEX**, se recurrió a métodos semiempíricos para asignar los valores de **E** y **v** a las mezclas bituminosas. Los módulos de elasticidad empleados para estos materiales, son función tanto de la época térmica del año como del espesor total de la mezcla. Se estimó que el gradiente de temperatura afecta a los 15 centímetros superiores, a los que se aplica tres hipótesis térmicas: invierno, primavera-otoño y verano. Como se observa en la Tabla 2, el resto de espesor de mezcla se caracteriza mediante un módulo constante de 6000 MPa. El coeficiente de Poisson se toma igual a 0.35 (Crespo *et al.*, 1986):

Tabla 2. Características mecánicas de las mezclas bituminosas				
Espesor (cm)	Módulo de elasticidad (MPa)			Coeficiente de Poisson
	Época climática			
	Invierno	Primavera-Otoño	Verano	
15	10,000	6000	3000	0.35
h-15	6000			

Siendo **h** el espesor total de la mezcla bituminosa.

Más tarde, Izquierdo *et al.* (1990), en el estudio realizado para la **ESPAS**, consideraron que, con el fin de evitar un número excesivo de cálculos a realizar en el dimensionamiento, era conveniente utilizar un valor único del módulo de la mezcla asfáltica. Además, estos investigadores argumentaron que, en este caso, se estaría dentro de la seguridad. Por ello, en dicho estudio se asignó a las mezclas bituminosas un valor del módulo igual 6000 MPa y valor del coeficiente de Poisson de 0.35. En esta misma línea, las Recomendaciones de Proyecto y Construcción de Firmes y Pavimentos de la Junta de Castilla y León (Del Val *et al.*, 1996) dice que, a efectos de cálculo, a las mezclas bituminosas en caliente se les puede asignar un valor de 6000 Mpa.

Por otro lado, González *et al.* (1998) recomendaron en la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red Carreteras de Andalucía unos valores que oscilan entre los 4000 MPa de las mezclas discontinuas en capas finas (**F**) y los 6000 MPa de las capas densas (**D**) y semidensas (**S**).

Recientemente, en unas “*Jornadas sobre Caracterización y Control de Calidad de Mezclas Bituminosas*” llevadas a cabo por el **CEDEX**, García (2000) propuso una serie de valores de los módulos dinámicos dependiendo del tipo de mezcla. En este sentido, los módulos dinámicos que figuran en esta publicación variaban entre los 5500 ± 1000 MPa correspondientes a las mezclas **G20** con ligante **B60/70**, a los 6000 ± 1000 MPa para las **S20** con ligante **B60/70**.

3.2 Materiales tratados con ligantes hidráulicos

En su día, el **CEDEX** realizó la caracterización mecánica de los materiales hidráulicos sobre la base de la experiencia acumulada con la grava-cemento y el suelo-cemento y, también, a partir de la resistencia estimada a compresión para el hormigón compactado. En la Tabla 3 se pueden observar los valores utilizados por este organismo (Crespo *et al.*, 1986):

Tabla 3. Características mecánicas de los materiales hidráulicos		
Material	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coeficiente de Poisson
Suelo-cemento	6000	0.25
Grava-cemento	15,000	0.25
Hormigón compactado	25,000	0.25

En el estudio realizado para la **ESPAS** (Izquierdo *et al.*, 1990) se recomiendan unos valores muy similares a los que figuran en la tabla anterior. Esta vez, tanto para el hormigón compactado como para la grava-cemento se aconsejan los mismos módulos y coeficientes de Poisson. En el caso del suelo-cemento se propuso un valor de 5000 MPa para el Módulo de Elasticidad y de 0.30 para el coeficiente de Poisson.

Por otro lado, según, la norma de la Junta de Castilla León (Del Val *et al.*, 1996) dice que las Grava-cemento son materiales de una gran rigidez y, por consiguiente, el módulo de elasticidad supera fácilmente los 20,000 Mpa a las pocas semanas.

En cuanto a la Normativa Andaluza de firmes (González *et al.*, 1998), los valores que se recomienda utilizar son los siguientes:

- Suelo-cemento SC-4: $E = 8000$ MPa; $\nu = 0.25$
- Grava-cemento: $E = 20,000$ MPa; $\nu = 0.25$

- Hormigón compactado: $E = 30,000 \text{ MPa}$; $\nu = 0.20$

Por último, García (2000) también propone unos módulos dinámicos para las capas de grava-cemento que oscilan entre los $19,000 \pm 4000 \text{ MPa}$, en función del porcentaje de cemento.

3.3 Materiales Granulares

3.3.1 Comportamiento elástico lineal

Para la caracterización de los materiales granulares, en el estudio del **CEDEX** se sigue el criterio de fijar el módulo de una capa en función del módulo de la capa subyacente, E_s , y el espesor de la capa granular, h (mm). Esto se puso de manifiesto mediante la adopción de la expresión de Dorman y Metcalf (Crespo, 1984):

$$E = 0.206 \cdot h^{0.45} \cdot E_s \quad (4)$$

Como coeficiente de Poisson se adoptó el valor 0.35. De esta manera, en las secciones de la Instrucción 6.1 y 6.2 IC, se tienen los valores de los módulos que aparecen en la Tabla 4 (Crespo *et al.*, 1986):

Tabla 4. Características mecánicas de los materiales granulares			
Materiales granulares	Módulo de elasticidad (MPa)	Coefficiente de Poisson	Sección
Zahorra natural	190	0.35	022-122
Zahorra artificial	180	0.35	021-121
	460		022-122
	480		032-132

En el estudio hecho para la **ESPAS**, Izquierdo *et al.* (1990) ampliaron el rango de valores de tal forma que recomiendan para la zahorra natural un módulo de elasticidad comprendido entre 100 y 300 MPa y, para la zahorra artificial, un valor entre 100 y 600 MPa. El coeficiente de Poisson en ambos casos es igual a 0.35. Mucho más recientemente, la Normativa Andaluza (González *et al.*, 1998) prohibió la utilización de zahorras naturales en las capas del firme, aconsejando para los materiales granulares los valores siguientes:

- Zahorra artificial: $E = 600 \text{ MPa}$; $\nu = 0.35$.
- Macádam: $E = 1000 \text{ MPa}$; $\nu = 0.35$.

3.3.2 Modelo de respuesta no lineal en los materiales granulares

De todos es sabido que el comportamiento mecánico de los materiales granulares se puede caracterizar mediante la descomposición de los esfuerzos y las deformaciones en sus componentes desviadora y volumétrica. Mediante este planteamiento, se reemplaza el Módulo Resiliente (E) y el Coeficiente de Poisson (ν) por el Módulo Volumétrico (K) y por el Módulo Transversal (G), respectivamente. Las deformaciones volumétrica y transversal de corte se pueden expresar en función de las tensiones esférica y desviadora utilizando ecuaciones similares a la **Ley de Hooke** para materiales elásticos e isotrópicos. En este sentido, con el fin de estudiar la relación entre el esfuerzo y la deformación, Boyce (1980) desarrolló un modelo teórico elástico no lineal. A través de este modelo, Boyce planteó que, debido a que los materiales granulares no se comportan de forma lineal, tanto K como G deberían expresarse en función del esfuerzo normal medio (tensión esférica) elevado a una potencia menor que la unidad. De acuerdo a esto, Boyce (1980) propuso las siguientes expresiones para la determinación de K y G :

$$K = K_1 \cdot p^{1-n} \quad (5)$$

$$G = G_1 \cdot p^{1-n} \quad (6)$$

Siendo:

p = Tensión esférica
 n, K_1, G_1 = Constantes del material

A partir de consideraciones teóricas, Boyce especificó que tanto la deformación transversal como la volumétrica deben satisfacer el **Teorema de la Reciprocidad de Maxwell**. Al ser K y G solamente funciones de p , las ecuaciones 5 y 6 no satisfacen el teorema de la reciprocidad y, por lo tanto, Boyce sugirió utilizar otro planteamiento un poco más complicado (Boyce, 1980):

$$K = \frac{K_1 \cdot p^{1-n}}{\left(1 - \beta \cdot \frac{q^2}{p^2}\right)} \quad (7)$$

$$G = G_1 \cdot p^{1-n} \quad (8)$$

Siendo q la tensión desviadora y:

$$\beta = (1 - n) \cdot \frac{K_1}{6 G_1} \quad (9)$$

Como se puede observar, en el modelo de Boyce al imponer una relación entre la deformación volumétrica y la deformación de corte, el número de parámetros del material se limita a tres. Boyce verificó y demostró que el modelo da un buen ajuste de los resultados de los ensayos triaxiales realizados con presión de cámara variable. Como se ha dicho anteriormente, este modelo es elástico no lineal.

3.4 Explanada

El **CEDEX**, para la caracterización mecánica de la explanada, adoptó en su trabajo el conocido criterio de establecer el módulo de la capa a partir del índice **CBR**, mediante la expresión siguiente (Crespo *et al.*, 1986):

$$E(\text{MPa}) = 10 \cdot \text{CBR} \quad (10)$$

Los valores del índice **CBR** considerados en las dos categorías de explanada **E2** y **E3** fueron los siguientes:

- Categoría E2: $\text{CBR} \geq 8$
- Categoría E3: $\text{CBR} \geq 20$

Introduciendo estos valores en la expresión (10) y adoptando un coeficiente de Poisson de 0.4, las características mecánicas adoptadas para la explanada son las que están reflejadas en la Tabla 5 (Crespo *et al.*, 1986):

Tabla 5. Características mecánicas de la explanada		
Categoría de la explanada	Módulo de elasticidad (MPa)	Coefficiente de Poisson
E2	80	0.40
E3	200	0.40

El estudio llevado a cabo para la **ESPAS** también adoptó un módulo ligado al valor del índice **CBR** mediante la expresión anterior. Pero, como en la fecha de realización de este trabajo, la categoría de la explanada **E2** tenía como valor límite un índice **CBR** igual a 10, se recomendó, en la explanada **E2**, un valor de 100 MPa. El valor para la explanada **E3** es de 200 MPa. Estos valores, según se comenta, están del lado de la seguridad. En ambos casos toman un valor de 0.4 para el coeficiente de Poisson.

La Normativa Andaluza propone también servirse de la expresión (10) para determinar el módulo de elasticidad de la capa de asiento del firme, recomendando, por un lado, no adoptar valores superiores a 200 MPa en el caso de suelos Tolerables, Adecuados y Seleccionados Tipo 2 y, por otro, no aceptar valores superiores a 400 MPa para suelos Seleccionados Tipos 3 y 4. Para suelos cohesivos recomienda utilizar un valor del coeficiente de Poisson igual a 0.5.

4. MODELOS DE DETERIORO ESTRUCTURAL

Como se sabe, en la vida de servicio de un firme se emplean dos conceptos de fallo: el estructural y el funcional. El fallo estructural se define como la pérdida de cohesión de todas o alguna de las capas del firme, de manera que no le es posible soportar las cargas impuestas por el tráfico. El fallo funcional se produce cuando el firme no puede permitir el paso de los vehículos de manera cómoda y segura, y puede venir acompañado o no de un fallo estructural. A continuación, se hará una breve descripción de los criterios de fallo y modelos de deterioro estructural de uso más generalizado y que son normalmente empleados en el dimensionamiento.

4.1 Agrietamiento estructural por fatiga

El agrietamiento estructural por fatiga está relacionado con la deformación o la tensión horizontal por tracción en el fondo de la capa del material. En este sentido, el criterio de fallo relaciona la deformación o la tensión producidas con el número admisible de repeticiones de carga, obtenido en ensayos de fatiga realizados en el laboratorio sobre las muestras de materiales. El agrietamiento se asocia con la respuesta resiliente (recuperable) del firme ante las cargas dinámicas del tráfico. Según estos modelos las grietas, generalmente, se desarrollan desde abajo hacia la superficie.

4.1.1 Agrietamiento por fatiga de las mezclas bituminosas

En los modelos empleados en las mezclas bituminosas se toma como parámetro crítico la deformación unitaria horizontal por tracción. Dichos modelos son de la forma siguiente (Crespo *et al.*, 1986; Izquierdo *et al.*, 1990):

$$\varepsilon_t = k \cdot N^{-a} \quad (11)$$

Siendo:

- ε_t = Deformación unitaria de tracción en la fibra inferior de la capa bituminosa
- N = Número de repeticiones de carga admisible
- a, k = Parámetros

Como es obvio, la elección de un modelo de comportamiento para la comprobación de las secciones de firme es una cuestión decisiva a la hora de predecir la vida de servicio de las estructuras. En la bibliografía existente al respecto, se encuentran un número muy variado de formulaciones de leyes de fatiga, como corresponde a los diversos modos de ensayo y a las diferentes características mecánicas y formulaciones estudiadas. En la Tabla 6 aparecen reflejados los valores de los parámetros utilizados por algunos organismos. El **CEDEX** empleó en su estudio de 1986 los valores correspondientes a la ley de la Shell. Ligeramente diferentes son los valores recomendados por Izquierdo *et al.* (1990) en el trabajo de investigación realizado para la **ESPAS**. En la publicación donde se refleja el informe final de la acción **COST 324** (Ministerio de Fomento, 1998), el **CEDEX** presentó los valores reflejados en la última fila de la tabla 6, si bien el modelo que figura en dicha publicación está expresado en forma logarítmica. Está última expresión también se recomienda en la Instrucción de Firmes Andaluza:

Tabla 6. Parámetros de las leyes de fatiga de las mezclas bituminosas		
Ley	k	a
Shell-CEDEX (1986)	2.522×10^{-3}	0.20
Shell-ESPAS (1990)	2.852×10^{-3}	0.20
CEDEX-COST324	6.44×10^{-3}	0.27

4.1.2 Agrietamiento por fatiga de los materiales tratados con cemento

En los firmes con materiales tratados con cemento el agrietamiento por fatiga también ha sido considerado el principal criterio de falla. Sin embargo, la diferencia fundamental con respecto a las mezclas bituminosas consiste en que, en los materiales tratados con cemento, aunque el número de aplicaciones de carga sea considerable, siempre existirá un valor límite del valor de la carga por debajo de la cual no se producirá el fenómeno de fatiga del material. Por ello, en estos materiales, se toma como modelo de comportamiento una ley de fatiga con la tensión horizontal de tracción como solicitación crítica. En este sentido, los materiales tratados con ligantes hidráulicos presentan una ley del tipo siguiente (Crespo *et al.*, 1986; Izquierdo *et al.*, 1990):

$$\frac{\sigma}{R_F} = 1 - 0.065 \cdot \log N \quad (12)$$

Siendo:

- σ = Tensión a tracción producida por la carga en la fibra inferior de la capa
- N = Número admisible de repeticiones de carga
- R_F = Resistencia a flexotracción a los 90 días
- a = Parámetro que depende del material

En este orden de ideas, conviene aclarar que en la época en que el **CEDEX** realizó su estudio existía una escasez de datos experimentales. Además, en este tipo de ley, la pendiente de la recta de fatiga es pequeña (gran variación de N con pequeñas variaciones de σ/R_F). Estas consideraciones llevaron a que este centro de investigación siguiera el criterio de considerar válida una sección si la tensión obtenida en el análisis tensional era inferior al valor de tensión admisible en fatiga; es decir, sin entrar a evaluar la sección en número N de repeticiones de carga. De esta manera, el **CEDEX**, a partir de las resistencias a compresión a los 90 días, estimó las tensiones admisibles siguientes (Crespo *et al.*, 1986):

- Suelo-cemento: $\sigma_{adm} = 500$ kPa
- Grava-cemento: $\sigma_{adm} = 1200$ kPa
- Hormigón compactado: $\sigma_{adm} = 3300$ kPa

La expresión 12 también fue adoptada por la Instrucción de Firmes de Andalucía (González *et al.*, 1998), al igual que en el estudio realizado para la **ESPAS** (Izquierdo *et al.*, 1990). Por otra parte, según este estudio, es fácilmente deducible que, con un coeficiente de seguridad igual a la unidad, a partir del número acumulado de ejes de 13 toneladas reflejado en la Tabla 1, se pueden obtener las relaciones máximas σ_r/R_F , que, superadas, provocarían la rotura por fatiga de la capa hidráulica, (Izquierdo *et al.*, 1990):

- Tráfico T0: $\sigma_r/R_F = 0.509$
- Tráfico T1: $\sigma_r/R_F = 0.528$

Pero la Resistencia a la flexotracción a los 90 días se puede estimar mediante la expresión siguiente:

$$R_F = 0.22 \cdot R \quad (13)$$

Siendo R la resistencia máxima a compresión a los 7 días. Por consiguiente, para las categorías de tráfico estudiadas, asumiendo unas resistencias a compresión de 2500, 6000 y 33,000 kPa para el suelo-cemento, la grava-cemento y el hormigón compactado, respectivamente, las tensiones admisibles serían las siguientes:

- Suelo-cemento: Tráfico T0: $\sigma_r = 0.509 R_F = 280$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 0.528 R_F = 290$ kPa
- Grava-cemento: Tráfico T0: $\sigma_r = 0.509 R_F = 672$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 0.528 R_F = 697$ kPa
- Hormigón compactado: Tráfico T0: $\sigma_r = 0.509 R_F = 1680$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 0.528 R_F = 1742$ kPa

Por otra parte, la expresión de la ley francesa, que figura a continuación, fue recogida tanto por Romana *et al* (1996) en el Curso Internacional de Carreteras como por el estudio de la **ESPAS**:

$$\sigma_r = a \cdot \left(\frac{N}{10^6} \right)^{-\frac{1}{12}} \cdot R_F \quad (14)$$

Siendo:

- σ_r = Tensión radial de tracción en la fibra inferior de la capa
- R_F = Resistencia a flexotracción a los 90 días
- a = Parámetro que depende del material

Los valores del parámetro **a** que aparece en la expresión anterior son los de la Tabla 7 (Romana *et al*, 1996; Izquierdo *et al.*, 1990):

Tabla 7. Parámetros de las leyes de fatiga de los materiales tratados con cemento	
Material	a
Suelocemento	0.5446
Gravacemento	0.5144
Hormigón compactado	0.7049

Dentro de las categorías de tráfico estudiadas **T0** y **T1**, se tienen, respectivamente, unos límites de 35.7×10^6 y 17.7×10^6 repeticiones de carga de 13 t por eje. Por lo que, asumiendo nuevamente las mismas resistencias a compresión, las tensiones admisibles quedan de la siguiente forma:

- Suelo-cemento: Tráfico T0: $\sigma_r = 0.404 \cdot R_F = 222$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 0.429 \cdot R_F = 236$ kPa
- Grava-cemento: Tráfico T0: $\sigma_r = 0.382 \cdot R_F = 504$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 0.405 \cdot R_F = 535$ kPa
- Hormigón compactado: Tráfico T0: $\sigma_r = 0.523 R_F = 3800$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 0.555 R_F = 4030$ kPa

Por último, en el Congreso Nacional de Firmes celebrado recientemente en la ciudad de León, se propuso la ley del Instituto Torroja (Rocci, 2000):

$$\sigma_r = a - b \cdot \log N \quad (15)$$

Siendo σ_r la tensión horizontal de tracción, en MPa, en la cara inferior de la capa. Los parámetros de los diferentes materiales están expuestos en la Tabla 8 (Rocci, 2000):

Tabla 8. Parámetros de las leyes de fatiga de los materiales tratados con cemento		
Material	a	b
Suelocemento	0.72	0.043
Gravacemento	1.8	0.108
Hormigón compactado	5.4	0.324

Por lo que, las tensiones admisibles para estos materiales, para las categorías de tráfico **T0** y **T1**, serían las siguientes:

- Suelo-cemento: Tráfico T0: $\sigma_r = 395$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 408$ kPa
- Grava-cemento: Tráfico T0: $\sigma_r = 984$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 1017$ kPa
- Hormigón compactado: Tráfico T0: $\sigma_r = 2953$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 3052$ kPa

4.1.3 Agrietamiento por fatiga de la explanada

En cuanto a la explanada, también existen diversas leyes de fatiga correspondientes a la expresión 11. En la Tabla 9 que aparece a continuación están reflejados los valores de los parámetros de algunas de estas leyes (Izquierdo *et al.*, 1990):

$$\epsilon_v = k \cdot N^{-b} \quad (16)$$

Siendo:

- ϵ_v = Deformación unitaria vertical en la capa superior de la explanada
- N = Número admisible de repeticiones de carga
- b, k = Parámetros

Tabla 9. Parámetros de las leyes de fatiga de la explanada		
Ley	k	b
Belga	1.1×10^{-2}	0.23
Shell	1.1×10^{-2}	0.25
Francesa	2.1×10^{-2}	0.24
Inglesa	0.56×10^{-2}	0.24
Brown y Pell	2.16×10^{-2}	0.28

Por otra parte, la Instrucción de Firmes de Andalucía recomienda no pasar de unas deflexiones en la cara superior de la explanada de 2.30 y 2.73 mm para las categorías de tráfico **T0** y **T1**, respectivamente.

Por último, en la Figura 2 se han representado las expresiones de las leyes de fatiga de las mezclas bituminosas utilizadas por varios organismos, así como la ley de Brown y Pell empleada para las explanadas.

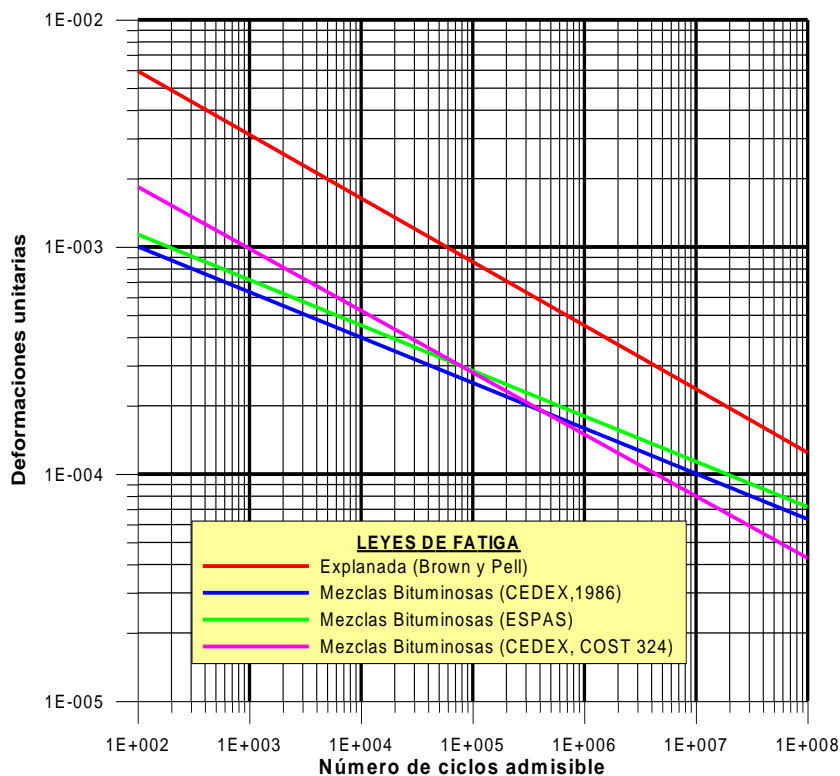


Figura 2. Leyes de fatiga de las mezclas bituminosas y de la explanada.

4.2 Formación de roderas plásticas

Las roderas son el resultado de las deformaciones plásticas (permanentes) que se acumulan en los materiales constituyentes del firme. Solamente los materiales tratados con cemento son completamente resistentes a las roderas plásticas. El criterio de fallo más extendido consiste en limitar la deformación vertical de compresión (ϵ_v), estimada mediante la expresión 16, sobre la parte superior de la explanada para así reducir las existentes a través de toda la estructura del firme. Este criterio se basa en el hecho de que las deformaciones plásticas son proporcionales a las deformaciones elásticas. Por lo tanto, limitando la deformación elástica de la explanada, se consiguen restringir también en otras capas por encima de la misma, lo que a su vez, condicionará la magnitud de la deformación permanente en la superficie del firme.

5. DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

La modelización numérica del estado tensional generado en un paquete de firmes ocasionado por la aplicación de una carga en su superficie se ha llevado a cabo con el programa comercial *FLAC^{3D}* (Versión 2.0). *FLAC^{3D}* (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*) es un programa tridimensional, que emplea un esquema explícito de diferencias finitas, y que permite simular el comportamiento elasto-plástico de suelos, rocas u otros materiales estructurales. Mediante este programa los materiales son representados por elementos poliédricos que forman una malla tridimensional que se ajusta a la forma del objeto modelado. Cada elemento se comporta de acuerdo a una ley tensión-deformación establecida (lineal o no lineal) como respuesta a las cargas que le sean aplicadas y a las condiciones de contorno. El material puede plastificar y deformarse plásticamente.

Los esquemas explícitos pueden seguir cualquier ley tensión-deformación no lineal en prácticamente el mismo tiempo que siguen una ley lineal, mientras que los esquemas implícitos necesitan mayor tiempo de computación para resolver trayectorias de esfuerzos no lineales (la matriz de rigidez debe ir actualizándose continuamente). Un sistema explícito resuelve el dominio elemento a elemento, propagándose la información entre ellos a través de las variables nodales. Además, como no se almacenan matrices, los requerimientos de memoria no son excesivos, aun para grandes modelos tridimensionales.

Las deformaciones de la malla pueden ser tenidas en cuenta en el cálculo, involucrando pequeños incrementos en los tiempos de computación ya que no hay que ir adaptando la matriz de rigidez.

FLAC^{3D} está escrito en ANSI C++ y puede ejecutarse en un PC compatible tanto en entorno Windows (Windows 95, 98 ó NT) como en entorno DOS.

Se ha adoptado la hipótesis de que se está ante un problema axilimétrico y se analiza únicamente un cuarto de círculo. A cada capa de firme se le asigna su espesor correspondiente, a excepción de la explanada, para la que se considera siempre 1 m. Cada una de estas capas se discretiza con 5 elementos en dirección vertical, independientemente de su espesor. Las condiciones de contorno impuestas son de movimientos radiales impedidos en la superficie lateral de la malla y de movimientos verticales y radiales impedidos en la base de la misma. En cuanto a las condiciones de continuidad entre las interfaces de las capas del firme, cabe decir que, solamente se ha estudiado el caso de adherencia total entre todas las capas del firme. En la Figura 3 se puede ver la malla de diferencias finitas empleada para este trabajo.

6. COMPROBACIÓN DE LAS SECCIONES CON EL MODELO NUMÉRICO

A la hora de comprobar el dimensionamiento de las secciones de la Instrucción de firmes, la estructuración de los cálculos se ha dividido en dos bloques. En el primero se siguieron los criterios y orientaciones del estudio original del CEDEX y, en el segundo, se realizaron algunas modificaciones con respecto a estos criterios originales. En ambos, el análisis se ha realizado comprobando, mediante la aplicación de la fórmula 3, si el número admisible de ejes, N_M , es inferior o superior al número de ejes aplicados, N_T (Tabla 1) para el que se dimensiona la sección. En el momento que este número (N_M) es superior al número de ejes (N_T) que solicitarán el firme a lo largo de su vida útil prevista (20 años), la sección es válida desde el punto de vista estructural.

En los cálculos se ha mantenido la carga de 900 kPa aplicada en una superficie de circular de 15.16 cm de radio. A continuación se explican los parámetros de entrada y criterios de fallo adoptados en cada uno de los dos bloques.

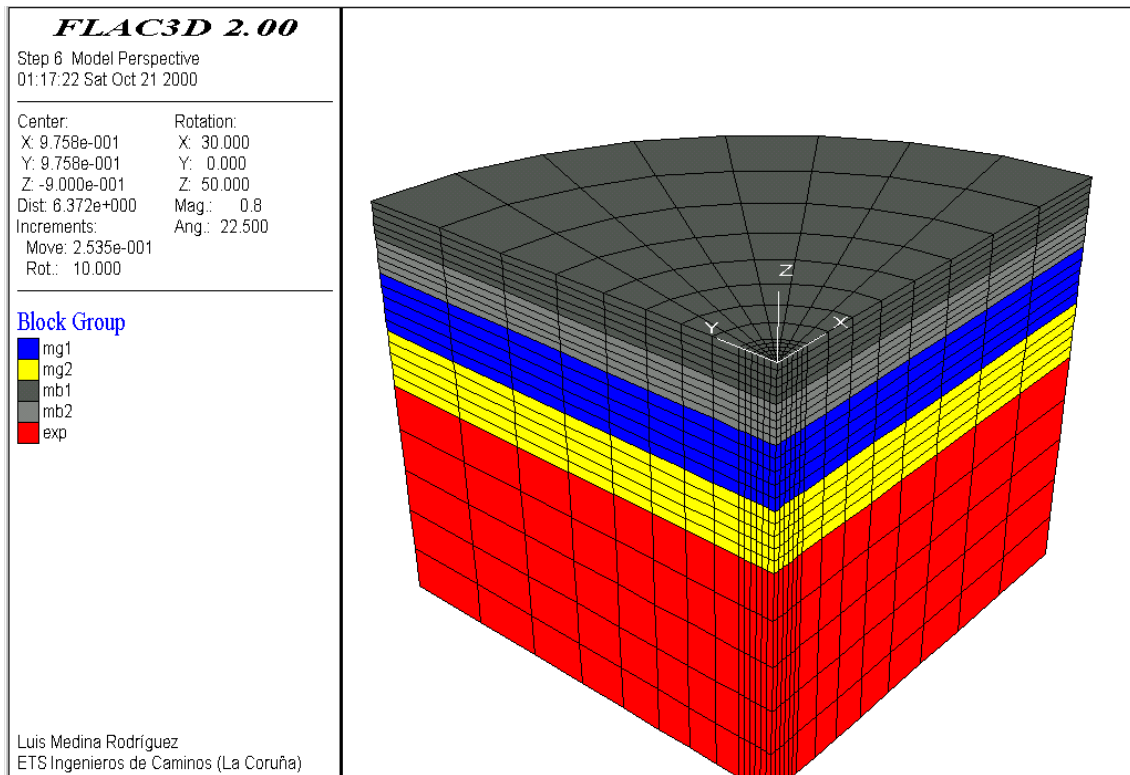


Figura 3. Malla de diferencias finitas y sistema de ejes empleados.

6.1 BLOQUE 1: Comportamiento elástico lineal de los materiales granulares

Tal y como se ha dicho, en el primer bloque se han analizado las secciones propuestas por el CEDEX en las Normas 6.1 y 2 IC (para categorías de tráfico **T0** y **T1**), considerando los mismos parámetros mecánicos, criterios de fallo y leyes de fatiga de los materiales. También se ha tenido en cuenta la hipótesis de Miner para

considerar los daños producidos durante las distintas estaciones del año. Esto es, se han repasado, mediante técnicas numéricas, los cálculos llevados a cabo por el Centro de Investigación de Carreteras mediante un modelo multicapa.

6.2 BLOQUE 2: Comportamiento no-lineal de los materiales granulares

Posteriormente, en este segundo bloque se han repetido los cálculos pero, en esta ocasión, se ha modificado la ley de fatiga de las mezclas bituminosas (se adopta la propuesta por el **CEDEX** en la publicación **COST 324**, ya que, como puede verse en la Figura 2, es, de las expresiones de fatiga expuestas, la más conservadora para un número de aplicaciones de carga superior a 10^6). Además, en las capas granulares se ha considerado un comportamiento elástico no-lineal (Ley de Boyce).

• Parámetros mecánicos

Como se ha comprobado en el apartado 3, los estudios y publicaciones más recientes no han modificado de forma notable los valores planteados originalmente por el **CEDEX**, por lo cual se decidió mantener los mismos parámetros mecánicos que se utilizan en el bloque 1. Es decir, por un lado, en los materiales bituminosos se han conservado los módulos de elasticidad recogidos en la Tabla 2 (Características mecánicas de las mezclas bituminosas) y, por otro, en los materiales tratados con cemento, los especificados en la Tabla 3 (Características mecánicas de los materiales hidráulicos).

En el caso de los materiales granulares, los parámetros adoptados de la Ley de Boyce, se han obtenido de Gomes Correia (1996):

- Zahorra artificial: $K_1 = 7000$; $G_1 = 10,000$; $n = 0.40$; $\beta = 0.10$
- Zahorra natural: $K_1 = 4500$; $G_1 = 6400$; $n = 0.40$; $\beta = 0.10$

Para la explanada se mantienen los valores que aparecen en la Tabla 5 (Características mecánicas de la explanada).

• Criterios de fallo y leyes de fatiga

En esta etapa del análisis se ha adoptado la ley de fatiga de las mezclas bituminosas propuesta por el **CEDEX** en la publicación de la acción **COST 324** de transporte (Ministerio de Fomento, 1998) en vez de la utilizada por dicho centro de investigación en el estudio realizado en el año 1986.

En cuanto a los criterios de fallo para las capas tratadas con materiales hidráulicos, se han adoptado las leyes francesas propuestas por Romana (1996) en el XII Curso Internacional de Carreteras (Capítulo de “Métodos teóricos de dimensionamiento de firmes”), y por el estudio de la **ESPAS** (Izquierdo *et al.*, 1990) ya que éstas son los más conservadores de todas las expuestas. Concretamente, para el suelo-cemento, la grava-cemento y el hormigón compactado se tomaron los criterios de fallo expuestos el apartado 4.1.2 y que se repiten a continuación:

- Suelo-cemento: Tráfico T0: $\sigma_r = 222$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 236$ kPa
- Grava-cemento: Tráfico T0: $\sigma_r = 504$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 535$ kPa
- Hormigón compactado: Tráfico T0: $\sigma_r = 3800$ kPa
Tráfico T1: $\sigma_r = 4030$ kPa

En el caso de la explanada, entre todas las leyes que se pueden observar en la Tabla 9, la ley Inglesa es la más conservadora, no obstante, después de diversas consideraciones, al final se optó por la ley de Brown y Pell por ser ésta la que figura tanto en el estudio de la **ESPAS** como en el realizado por el **CEDEX** en 1986.

7. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En las siguientes figuras se van a analizar las deformaciones y tensiones que se generan en las distintas capas de una de las secciones de la Instrucción de firmes cuando se aplica la carga superficial de 900 kPa en una superficie circular de 15.16 cm de radio. Para la identificación de las secciones de la Instrucción de firmes el

CEDEX empleó la nomenclatura siguiente: denominación del tipo de estructura (**FD**, **MG** ó **MH**) más 4 dígitos que representan, por parejas, los espesores de mezcla bituminosa y material granular (o capa hidráulica), respectivamente; a continuación se añade el tipo de explanada. Así, por ejemplo, se tienen las secciones siguientes:

- **FD 3500 E3**: Estructura *Full Depth*, con 35 cm de aglomerado, sin capas granulares o hidráulicas y con explanada E3.
- **MG 2550 E2**: Estructura con 25 cm de aglomerado, 50 cm de capas granulares y explanada E2.
- **MH 2220 E3**: Estructura con 22 cm de aglomerado, 20 cm de materiales hidráulicos y con explanada E3.

Se han calculado todas las secciones propuestas en el estudio original, y los resultados se expondrán al final de este apartado. Sin embargo, a título de ejemplo, se ha decidido presentar gráficamente los resultados correspondientes a la sección estructural **MG 2550 E2**; es decir, un paquete de firme compuesto por 25 cm de mezcla bituminosa y 50 cm de zahorras sobre una explanada **E2** (sección 122 de la Instrucción).

En la Figura 4 pueden apreciarse los módulos de elasticidad considerados en la primera aproximación (hipótesis de comportamiento elástico-lineal de las capas granulares). Se tienen los siguientes espesores con sus correspondientes módulos de elasticidad:

- 15 cm de MB; E = 3000 MPa (hipótesis de verano)
- 10 cm de MB; E = 6000 MPa
- 25 cm de zahorra artificial; E = 460 MPa
- 25 cm de zahorra natural; E = 190 MPa
- 100 cm de explanada; E = 80 MPa

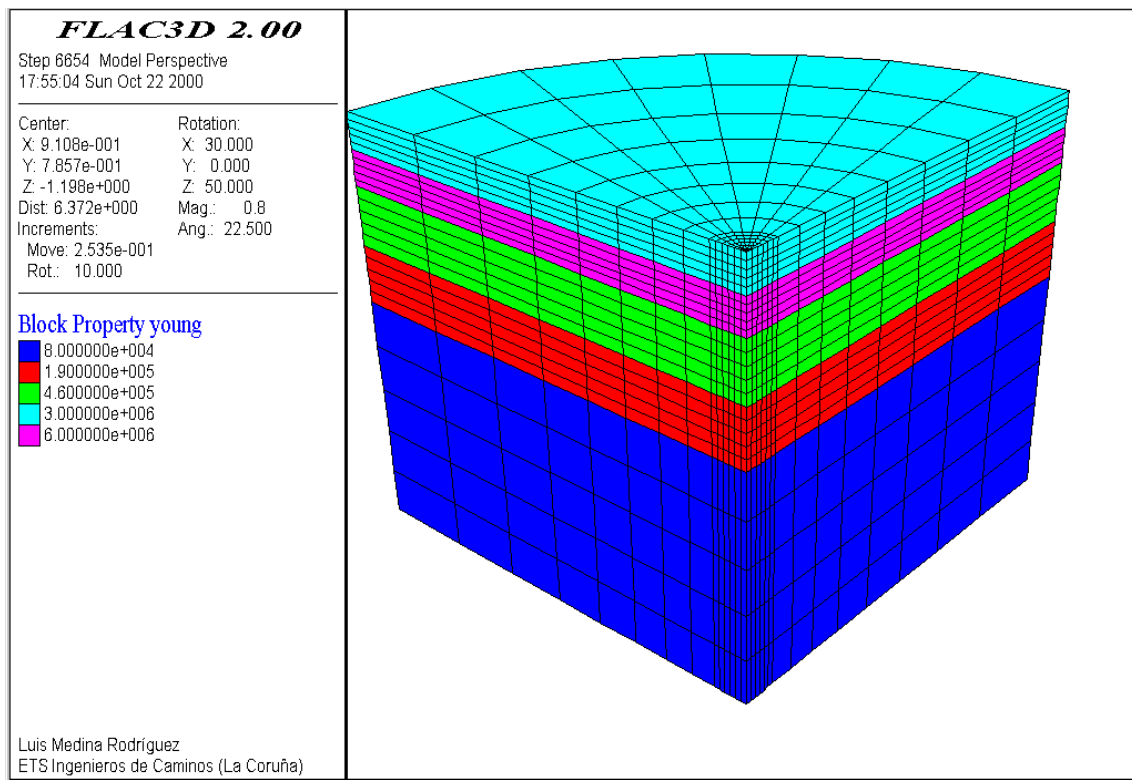


Figura 4. Módulos de elasticidad, E, para la sección 122. Hipótesis de comportamiento elástico-lineal.

En la Figura 5 se representan los valores del módulo de deformación volumétrico, **K**, del modelo de Boyce (ver la expresión 7) en los distintos elementos de la malla correspondientes solamente a las capas granulares. En dicha figura se aprecia nítidamente la variación de la deformabilidad de los elementos de la malla en función de su estado tensional, cuando se está aplicando la carga de 900 kPa en la superficie del firme.

La distribución de tensiones verticales y radiales, para comportamiento elástico-lineal, se representa en las Figuras 6 y 7, respectivamente. Puede verse cómo las tensiones verticales de compresión se debilitan rápidamente con la profundidad, llegando a ser del orden de 100 kPa al llegar a la fibra superior de la zahorra artificial. También, se disipan rápidamente al desplazarnos en sentido radial. Las tensiones verticales de tracción son prácticamente despreciables.

En cuanto a las tensiones radiales, el comportamiento es distinto. Cerca de la superficie las tensiones son de compresión, con valores máximos cercanos a los 900 kPa, decrecen rápidamente con la profundidad y llegan a valer, en la fibra inferior del aglomerado, unos 600 kPa de tracción. En sentido radial, las tensiones máximas de compresión alcanzan una distancia muy reducida, poco mayor que el radio de la rueda, mientras que las tracciones en la mezcla bituminosa se extienden una distancia cercana a los 50 cm.

En la Figura 8 pueden verse las deformaciones verticales en la sección de firme analizada. Se observa que los movimientos máximos también se concentran en un espesor pequeño. Los valores más elevados de la deflexión en superficie son del orden de 0.18 mm (en la hipótesis de verano).

La Figura 9 muestra las deformaciones radiales, en función de la distancia al centro de aplicación de la carga, generadas en las fibras inferiores de las distintas capas.

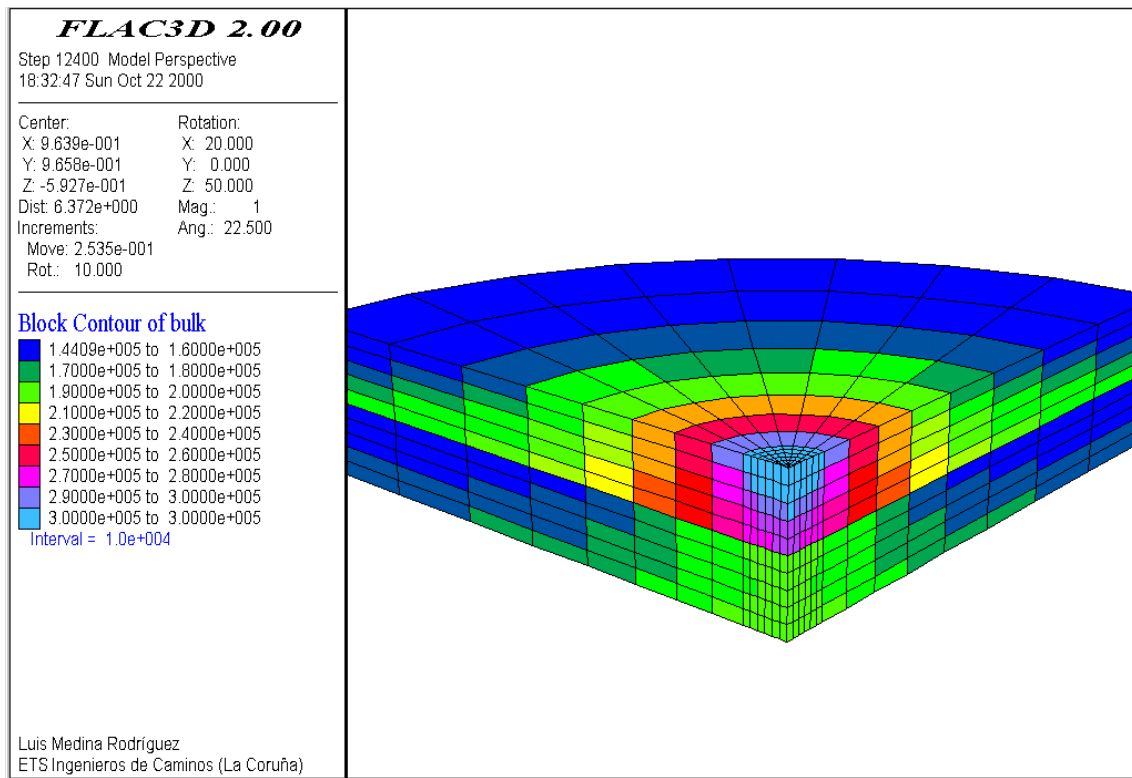


Figura 5. Módulos de deformación volumétrica, K, para la sección 122. Hipótesis de comportamiento no lineal.

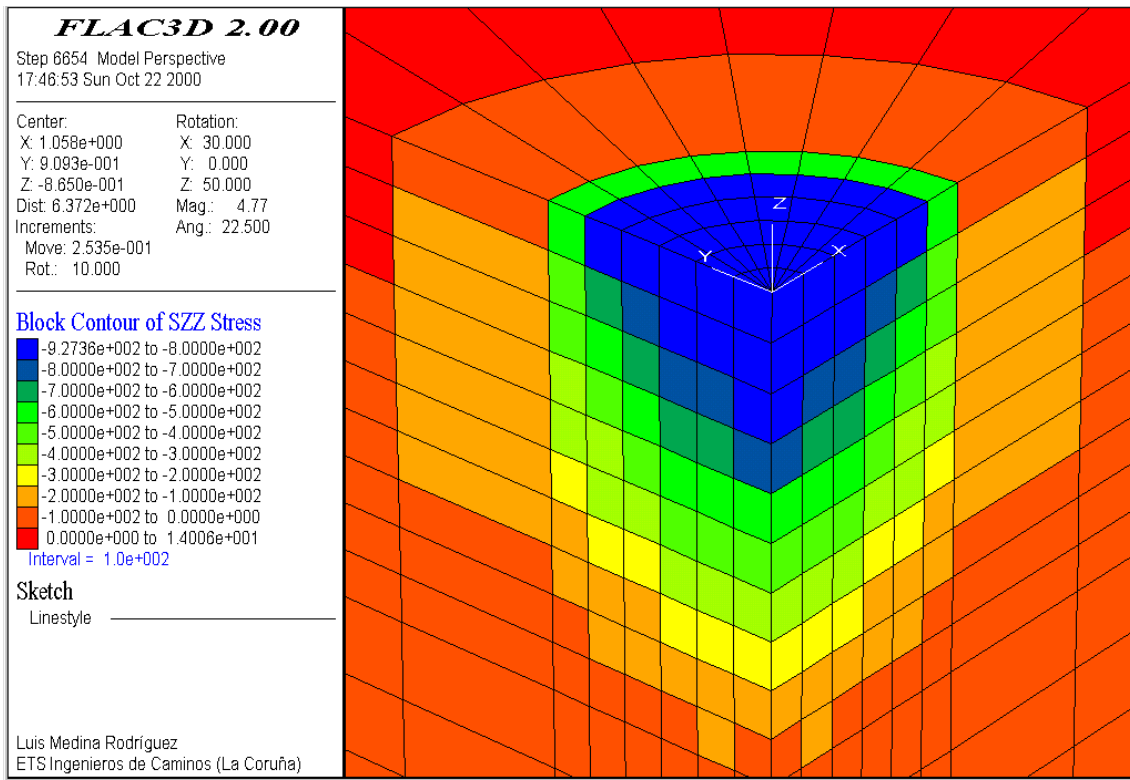


Figura 6. Distribución de tensiones verticales (kPa) para la sección 122. Hipótesis de comportamiento elástico-lineal.

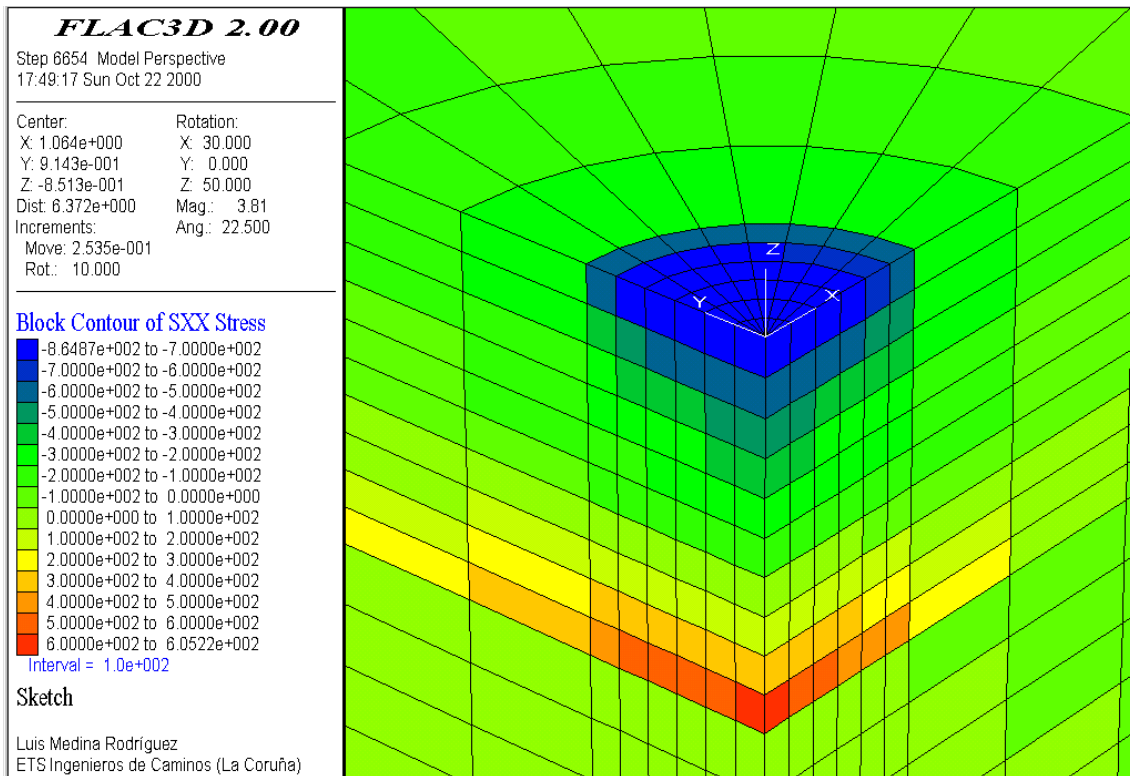


Figura 7. Distribución de tensiones radiales (kPa) para la sección 122. Hipótesis de comportamiento elástico-lineal.

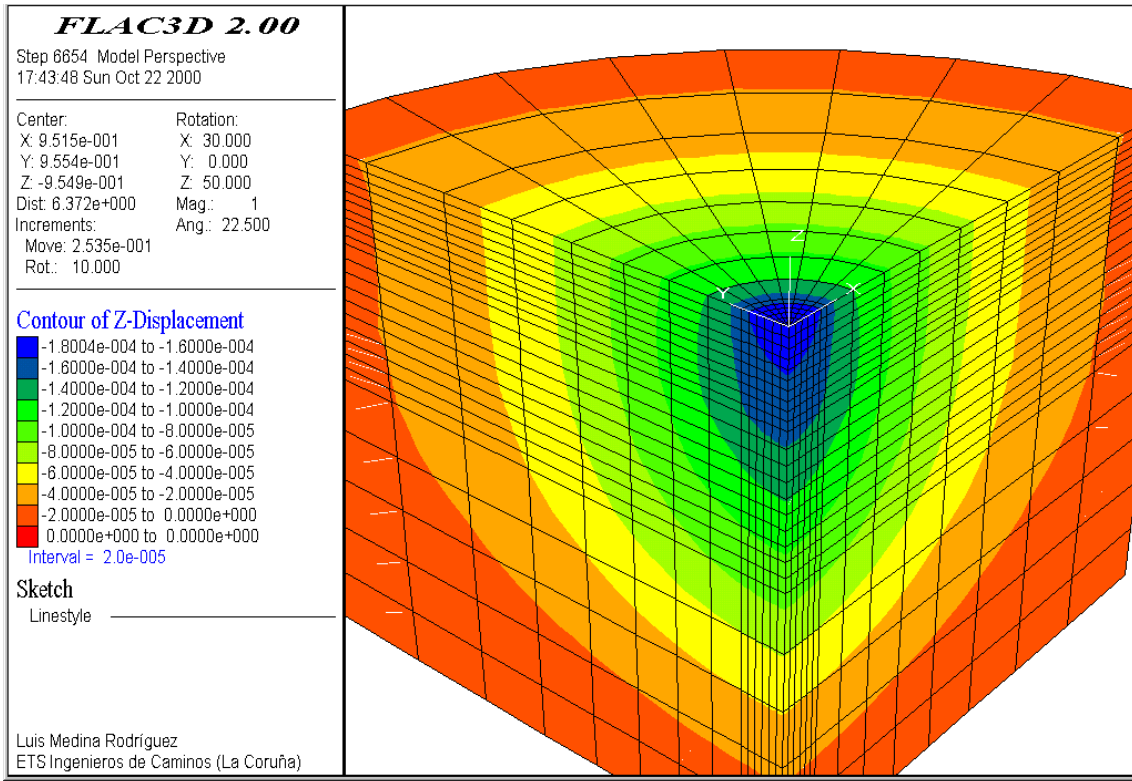


Figura 8. Distribución de movimientos verticales (m) para la sección 122. Hipótesis de comportamiento elástico-lineal.

Puede verse cómo las deformaciones máximas se producen, en todas las capas, en la vertical del centro de la rueda. El máximo se produce en la fibra inferior de la capa más baja del aglomerado (MB2). Las deformaciones en la fibra superior de la explanada son iguales a las de la fibra inferior de la zahorra natural (ZN).

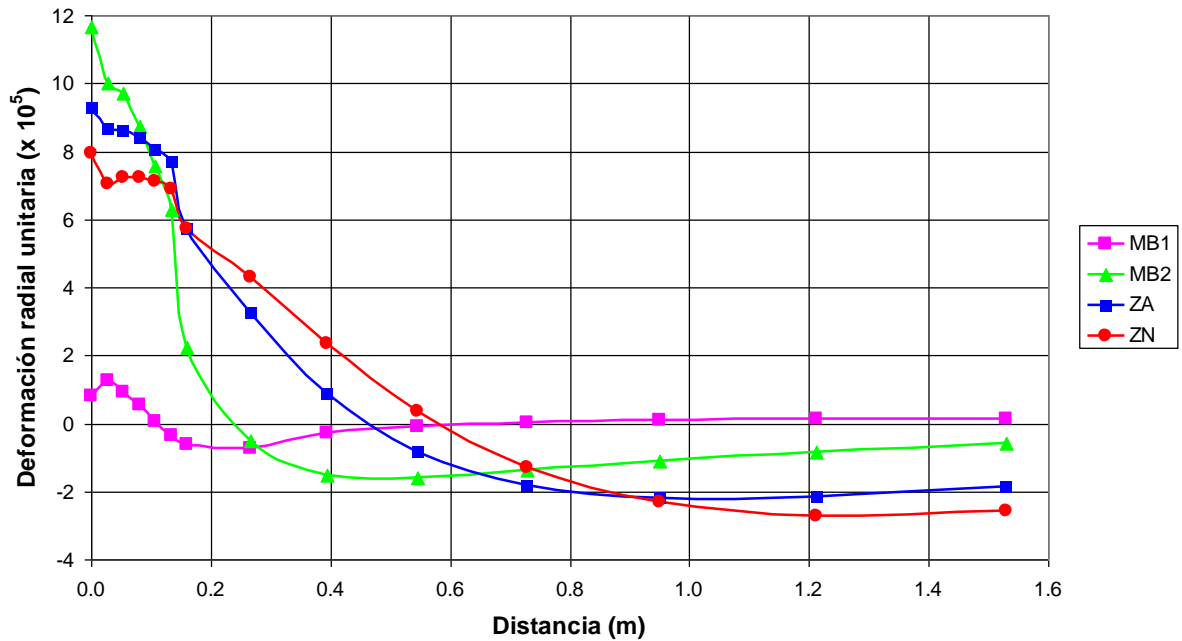


Figura 9. Deformaciones radiales unitarias para la sección 122.

La Figura 10 muestra la variación con la profundidad de la deformación vertical unitaria, a diferentes distancias, r , del centro de la zona cargada.

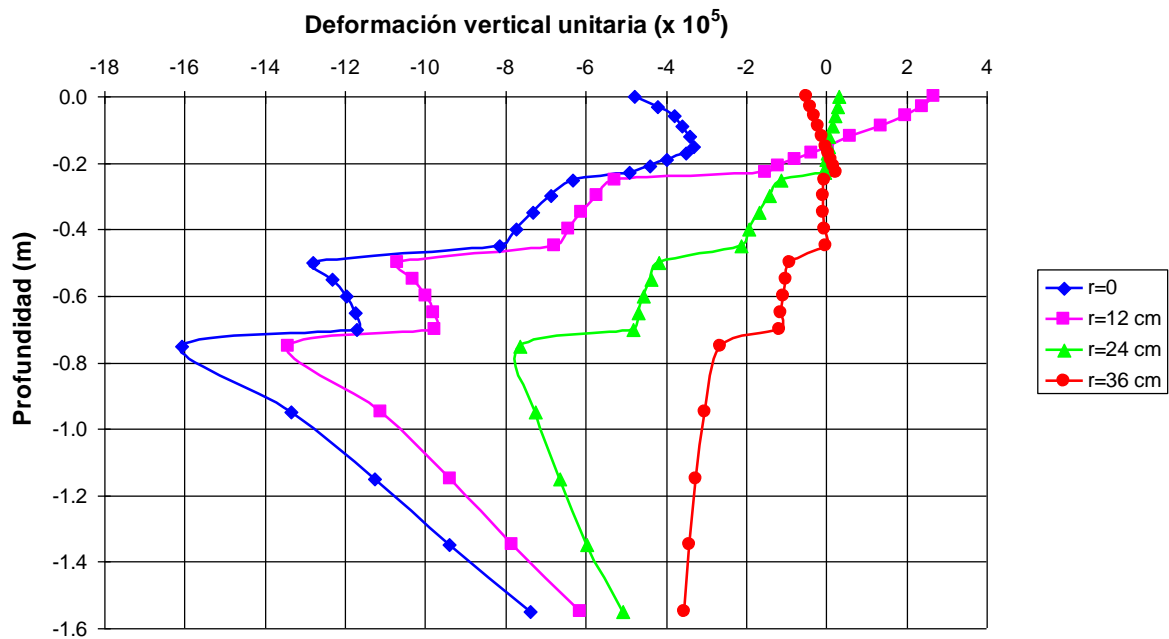


Figura 10. Deformaciones verticales unitarias a diferentes distancias de la carga, para la sección 122.

Puede comprobarse cómo las deformaciones son mayores a medida que disminuye el módulo de elasticidad de las capas (de arriba abajo), hasta llegar a la cara superior de la explanada (a -0.75 m de la superficie), a partir de donde decrecen hasta llegar a la base del firme.

En la Figura 11 se representa la variación de tensiones verticales bajo el centro de la rueda. Resulta llamativo observar la rapidez con la que las tensiones disminuyen al transmitirse la carga hacia las capas inferiores. En la fibra superior de la zahorra artificial (-0.25 m), la tensión de compresión es únicamente de unos 100 kPa, como ya se ha comentado anteriormente (Figura 6).

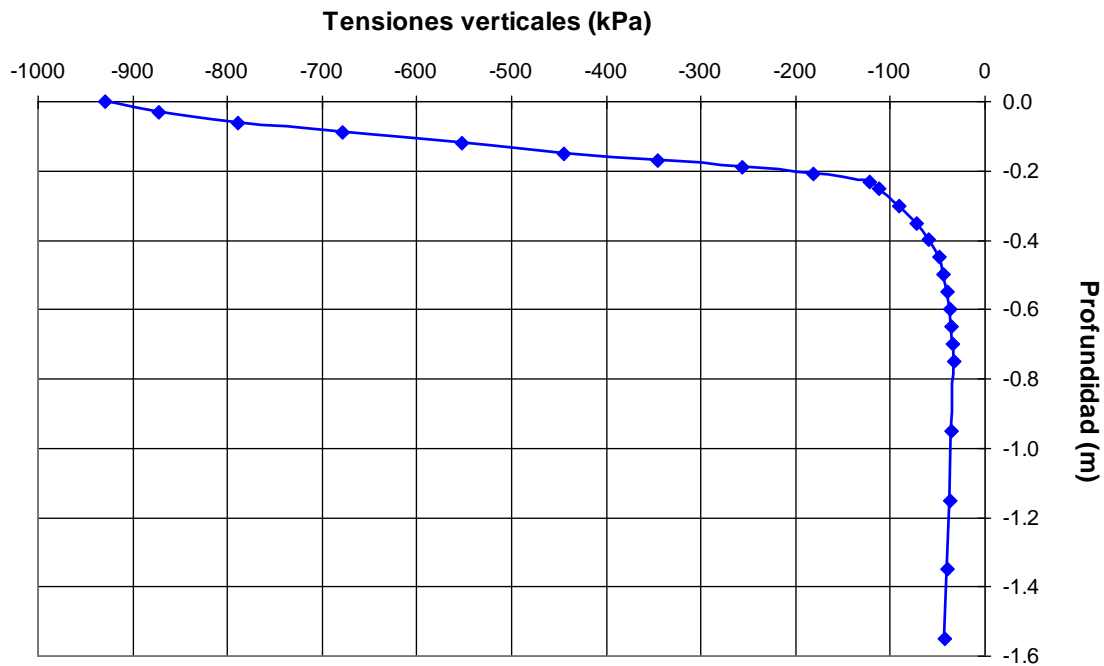


Figura 11. Tensiones verticales bajo el centro de la rueda (kPa), para la sección 122.

La totalidad de los resultados obtenidos para las estructuras tipo **FD**, **MG** y **MH** se han recogido, respectivamente, en las Tablas 10, 11 y 12. En las columnas denominadas **UDC** (Universidad de La Coruña) se exponen los resultados determinados a partir de los dos bloques de cálculos mencionados en el apartado 6:

- 1- Comprobación numérica de los cálculos del **CEDEX**.
- 2- Repetición de los mismos modificando la ley de fatiga de las mezclas bituminosas, utilizando una ley de comportamiento elástico no-lineal para las capas granulares, y empleando los criterios de tensión admisible dados por Romana *et al* (1996) para las capas de materiales hidráulicos.

En rojo se han marcado las secciones cuyos cálculos asignan una categoría inferior a la que aparece en la Instrucción 6.1-I.C. y 6.2-I.C. En verde se indican los casos en que la categoría determinada es superior.

Tabla 10 Resultados del estudio para las secciones FD				
Sección	Número de ejes equivalentes aplicados en la mezcla bituminosa ($\times 10^6$)		Número de ejes equivalentes aplicados en la explanada ($\times 10^6$)	
	CEDEX	UDC	CEDEX	UDC
FD 3500 E3 (031)	82.0 (T0)	112 (T0)	26.0 (T0)	86.0 (T0)
		26.2 (T0)		86.0 (T0)
FD 3000 E3 (131)	22.0 (T1)	29.9 (T0)	9.6 (T1)	35.0 (T0)
		9.96 (T2)		34.9 (T0)

A la vista de estos resultados, puede decirse que, cuando se emplean los mismos parámetros y leyes de fatiga que empleó el **CEDEX** en 1986:

- En los tipos de estructura **FD** y **MG**, y para las capas de mezcla bituminosa, puede comprobarse que los resultados obtenidos a partir de métodos numéricos son similares a los obtenidos mediante métodos analíticos por el **CEDEX**.

- En todos los tipos de estructura (**FD**, **MG** y **MH**), las deformaciones determinadas en la explanada son inferiores a las calculadas por el **CEDEX**, lo que deja a la vigente normativa, en este aspecto, del lado de la seguridad.
- En estructuras **MH**, las tracciones obtenidas en las fibras inferiores de los materiales hidráulicos son inferiores a las que determinó el **CEDEX**, por lo que se comprueba que estas secciones de firme estarían del lado de la seguridad (considerando, claro está, los criterios de tensiones máximas admisibles que dicho organismo empleó).

Tabla 11				
Resultados del estudio para las secciones MG				
Sección	Número de ejes equivalentes aplicados en la mezcla bituminosa (x 10 ⁶)		Número de ejes equivalentes aplicados en la explanada (x 10 ⁶)	
	CEDEX	UDC	CEDEX	UDC
MG 3520 E2 (021)	52.7 (T0)	65.8 (T0)	28.9 (T0)	71.8 (T0)
		15.8 (T1)		80.7 (T0)
MG 3050 E2 (022)	43.0 (T0)	45.5 (T0)	57.7 (T0)	142.9 (T0)
		17.6 (T1)		128.5 (T0)
MG 3020 E2 (121)	13.9 (T1)	16.9 (T1)	12.4 (T1)	31.8 (T0)
		14.7 (T1)		35.1 (T0)
MG 2550 E2 (122)	12.0 (T1)	13.2 (T1)	25.6 (T0)	68.6 (T0)
		3.0 (T3)		56.5 (T0)
MG 3025 E3 (032)	60.7 (T0)	60.9 (T0)	63.7 (T0)	182.3 (T0)
		27.6 (T0)		227.2 (T0)
MG 2525 E3 (132)	15.5 (T1)	16.6 (T1)	25.6 (T0)	77.7 (T0)
		6.1 (T2)		86.3 (T0)

Tabla 12						
Resultado del estudio para las secciones MH						
Sección	Número de ejes equivalentes aplicados en la explanada (x 10 ⁶)		Tensión en la capa inferior de material hidráulico (kPa)		Tensión en la capa inferior de material hidráulico (kPa)	
	CEDEX	UDC	CEDEX	UDC	CEDEX	UDC
MH 3020 E2 (023)	>100 (T0)	183 (T0)	360 (SC)	260 (T2)	-----	-----
MH 2520 E2 (123)	52 (T0)	104 (T0)	450 (SC)	320 (T2)	-----	-----
MH 2720 E3 (033)	>100 (T0)	466 (T0)	340 (SC)	260 (T2)	-----	-----
MH 2220 E3 (133)	80 (T0)	240 (T0)	420 (SC)	320 (T2)	-----	-----
MH 1545 E2 (024)	>100 (T0)	790 (T0)	250 (GC)	160 (T0)	210 (SC)	150 (T0)
MH 1542 E2 (124)	>100 (T0)	584 (T0)	270 (GC)	180 (T0)	240 (SC)	170 (T0)
MH 1542 E3 (034)	>100 (T0)	2,810 (T0)	240 (GC)	170 (T0)	200 (SC)	150 (T0)
MH 1540 E3 (134)	>100 (T0)	2,192 (T0)	250 (GC)	180 (T0)	210 (SC)	170 (T0)
MH 0842 E2 (125)	>100 (T0)	495 (T0)	530 (HC)	350 (T0)	250 (SC)	170 (T0)
MH 0845 E2 (025)	>100 (T0)	694 (T0)	480 (HC)	300 (T0)	220 (SC)	140 (T0)
MH 0842 E3 (135)	>100 (T0)	2,408 (T0)	470 (HC)	330 (T0)	210 (SC)	150 (T0)
MH 0845 E3 (035)	>100 (T0)	3,660 (T0)	420 (HC)	290 (T0)	180 (SC)	130 (T0)

Sin embargo, si se considera la ley de fatiga propuesta por el **CEDEX** en el libro **COST 324** (más conservadora), una ley de comportamiento no-lineal para las capas de material granular, y los criterios de tensiones admisibles para las capas de materiales tratados con cemento, dados por Romana (1996), se advierten las siguientes modificaciones:

- La sección 131 pasa a admitir un tráfico **T2** en lugar del **T1** que figura en la Instrucción.
- Las secciones 021 y 022 pasan a admitir un tráfico **T1** en lugar del **T0** admitido en la Instrucción.
- La sección 132 pasa a admitir un tráfico **T2** en lugar del **T1** admitido en la Instrucción.
- La sección 122 pasa a admitir un tráfico **T3** en lugar del **T1** admitido en la Instrucción.
- En cuanto a las secciones con capas de materiales tratados con cemento, las capas de suelo-cemento soportan tensiones de tracción superiores a las admisibles, por lo que las secciones 023, 123 033 y 133 pasan de admitir un tráfico **T0** a un tráfico **T2**.

8. CONCLUSIONES

Al repetir, utilizando métodos numéricos, los cálculos realizados por el **CEDEX** en 1986, se comprueba, en las secciones de las normativas 6.1-I.C. y 6.2-I.C. referentes a categorías de tráfico **T0** y **T1**, que los resultados obtenidos son similares, o quedan del lado de la seguridad, a los que obtuvo el **CEDEX** a partir de métodos analíticos.

Si se emplea una ley de fatiga más conservadora para las mezclas bituminosas, unos criterios también más conservadores de tensiones admisibles para las capas de materiales hidráulicos, y un modelo de comportamiento elástico no-lineal para las capas granulares, se comprueba que algunas secciones de las mencionadas normativas quedan del lado de la inseguridad; es decir, que admitirían un número de ejes inferior al teóricamente supuesto.

Estas discrepancias se deben, fundamentalmente, a la elevada sensibilidad que presentan las expresiones de fatiga de los distintos materiales ante pequeños cambios de sus coeficientes. Además, hay que tener en cuenta que en los cálculos se han empleado las hipótesis más conservadoras de entre las manejadas.

Para conocer realmente la influencia que en los resultados tiene la inclusión de un modelo elástico no-lineal para las capas granulares sería necesario conocer con más precisión los parámetros de dicho modelo.

Sería interesante incorporar otros criterios de fallo; por ejemplo, el de fallo por reflexión de grietas en las capas construidas con materiales hidráulicos. Asimismo, convendría incorporar modelos de deterioro que tengan en cuenta las deformaciones permanentes que se originan en las distintas capas del firme.

Otra posible línea de investigación en el dimensionamiento de firmes, posibilitada por la enorme capacidad de cálculo de los actuales ordenadores, sería sustituir el empleo de las leyes de fatiga y la ley de Miner por la aplicación de los espectros reales de cargas en el modelo numérico. Además, podría simularse el comportamiento reológico de las mezclas bituminosas y el elasto-plástico del resto de materiales.

9. REFERENCIAS

- BOYCE, H. R. (1980). “*A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading*”, Proceedings of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, 285-294.
- CRESPO, R. (1984). “*Una aproximación a los métodos de cálculo racional de firmes flexibles o semirrígidos*” EPTISA. Madrid.
- CRESPO, R., SÁNCHEZ, C. (1986). “*Justificación tensional de las secciones estructurales propuestas en el catálogo de firmes de autovías (tráficos T0 y T1)*”. Convenio de colaboración entre la Dirección General de Carreteras y el Centro de Estudios de Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) para la revisión de las Normas 6.1-I.C., 6.2-I.C. y 6.3-I.C. CEDEX. Centro de Estudios de Carreteras.
- DEL VAL, M. A. (1990). “*Diseño de firmes mediante análisis de tensiones y deformaciones*”, Madrid.
- DEL VAL, M. A., BARDESI ORUE-ECHEVARRÍA, A., JOFRÉ IBAÑEZ, C., DÍAZ MINGUELA, J. y SOLÍS VILLA, L. (1996). “*Recomendaciones de proyecto y construcción de firmes y pavimentos*”. Junta de Castilla y León, Consejería de Fomento, Dirección General de Carreteras e Infraestructura. Valladolid.
- GARCÍA, J. (2000). “*Caracterización de módulos, fatiga y otros ensayos dinámicos*”. Jornada sobre caracterización y control de calidad de mezclas bituminosas. CEDEX. Madrid.
- GONZÁLEZ, B., et al (1998). “*Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía*”. Dirección General de Carreteras, Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía.
- GOMES CORREIA, A. (1996). “*Flexible Pavements*”. Proceedings del Simposio Europeo EUROFLEX, Lisboa, 1993. Balkema.

- IZQUIERDO, R., MORILLA, I., DEL VAL, M. A., VIGUERAS, J. (1990). “*Estudio Técnico-económico de las secciones estructurales para firmes de carreteras*”. ESPAS (Asociación Española de Refinerías de Petróleo y Productores de Asfalto).
- MINISTERIO DE FOMENTO (1998). “*Comportamiento de firmes a largo plazo*”. COST 324. Informe final. Secretaría General Técnica. Madrid.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO. (1990). Instrucción 6.1-I.C. y 6.2-I.C. *Secciones de Firme*.
- ROCCI, S. (2000). “*El proyecto y el dimensionamiento*”. V Congreso Nacional de Firmes. Las Capas de Base para Firmes de Carreteras. Asociación Española de la Carretera. León.
- ROMANA, M., PÉREZ, F (1996). “*Métodos teóricos de dimensionamiento de firmes*”. XII Curso Internacional de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, Dirección General de carreteras. Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.