

La deformabilidad de la explanada y el análisis de firmes

1ª Parte: Métodos de dimensionamiento de Firmes

Ignacio Pérez Pérez

**Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de La Coruña**

Luis Medina Rodríguez

**Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de La Coruña**

Manuel Melis Maynar

**Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de La Coruña**

1. INTRODUCCIÓN

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 muchos países la práctica ingenieril de dimensionamiento de firmes se ha regido por reglas empíricas basadas en los resultados de ensayos realizados a gran escala o también en ensayos empíricos de laboratorio. Esta situación se ha mantenido durante mucho tiempo debido a que los firmes aunque son aparentemente estructuras muy simples, en realidad son estructuras muy complicadas en las que los materiales constituyentes exhiben unas propiedades mecánicas de gran complejidad. Además, en muchos casos la preponderancia de las normas nacionales de firmes ha dejado poco campo para que los ingenieros introduzcan nuevos planteamientos. A pesar de ello, durante las últimas décadas el fuerte desarrollo de la informática ha facilitado el dimensionamiento de firmes mediante métodos racionales. Sin embargo, a la hora de utilizar estos métodos, hay que tener en cuenta que el rigor formal puede encubrir simplificaciones intrínsecas en las hipótesis que intervienen que afecten en gran medida a los resultados de los mismos. Consecuentemente, en la actualidad coexisten dos grandes grupos de métodos de dimensionamiento: Los empíricos y los racionales. En ambos, el dimensionamiento del firme se lleva a cabo para unas condiciones de cimentación, tráfico y clima dados.

El dimensionamiento empírico se aborda mediante el estudio del comportamiento de los firmes de las carreteras que están abiertas al tráfico. En primer lugar, se especifica un criterio de fallo que defina la vida de servicio del firme y, en segundo lugar, se relaciona estadísticamente este criterio con las propiedades del firme. Esto arroja el inconveniente de requerir excesivo tiempo para extraer conclusiones y, además, resulta extremadamente laborioso independizar las variables que intervienen en la evolución del agotamiento estructural y funcional del firme. Por ello, estas dificultades se intentaron solucionar con circuitos diseñados “ex profeso” donde se construían de forma convencional las secciones a ensayar, acelerándose y controlándose el tráfico mediante el paso continuado de camiones conducidos por personas contratadas a tal efecto. Asimismo, estas dificultades se han tratado salvar mediante las pistas de ensayo con carga automatizada que permiten obtener resultados de forma acelerada y que sí tienen un control total o casi total de las variables que intervienen en el proceso de deterioro de los firmes. El dimensionamiento empírico tiene el gran inconveniente de no ser generalizable a otras condiciones diferentes de aquéllas para las que fue establecido.

Los métodos empíricos en su gran mayoría se derivan del ensayo **AASHTO** y se presentan en forma de ábacos, gráficos y catálogos que están unidos a unas correspondientes especificaciones de los materiales. En algunos de éstos se determinan fórmulas matemáticas basadas en leyes de regresión que permiten calcular los espesores del firme. Sin embargo, no son la aplicación de un método analítico, sino únicamente el resumen numérico de nomogramas y gráficos.

Los métodos racionales surgieron en los años cuarenta. Éstos operan de manera análoga a los utilizados en otras estructuras de ingeniería civil; es decir, se determinan los esfuerzos y las deformaciones críticas mediante un modelo matemático y, a continuación, éstas se comparan con un criterio de fallo. Este era un obstáculo difícil de salvar con las herramientas de cálculo disponibles en esa época. Esto era así porque, como ya se ha dicho con anterioridad, las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen las capas del firme son de gran complejidad y dependen de numerosos factores como por ejemplo: la temperatura existente, la velocidad de aplicación de las cargas del tráfico, la magnitud de las mismas, etc. Así pues, a la hora de determinar los parámetros de entrada en los modelos analíticos, dicha complejidad creaba un obstáculo considerable y, además, resultaba difícil encontrar unas ecuaciones matemáticas que representasen con una aceptable exactitud la respuesta mecánica

de los firmes ante las distintas sollicitaciones dinámicas del tráfico. Lógicamente, si a la dificultad de estos factores se le adiciona la escasa capacidad de cálculo disponible en los instrumentos empleados hasta mediados de los años setenta, se entiende la causa por la que los métodos empíricos hayan sido tradicionalmente más populares, siendo a menudo aplicados fuera del ámbito en el que fueron ideados.

Todas estas circunstancias hacen que, en los métodos racionales, con el fin de predecir el futuro comportamiento de los firmes se realicen un gran número de simplificaciones. Dentro de dichos métodos un planteamiento es el denominado analítico-empírico o mecanicista-empírico. Tal y como su nombre señala el método tiene dos fases: la analítica y la empírica. La primera fase consiste en calcular la respuesta del firme. Se considera como la respuesta del firme las tensiones, las deformaciones y los desplazamientos críticos en cada una de las capas del mismo. Para las diferentes combinaciones de cargas del tráfico y condiciones ambientales, los valores de la respuesta se calculan a través de un método analítico que podría ser, por ejemplo, la teoría elástica, elementos finitos, etc. La segunda fase tiene como objetivo la predicción del comportamiento estructural y funcional del firme. Este objetivo se logra aplicando modelos que relacionan empíricamente la respuesta y el grado de deterioro. Los modelos de comportamiento permiten predecir la evolución de estado del firme a lo largo del tiempo considerando la repetición de cargas. Los principales modelos de comportamiento se refieren al agrietamiento por fatiga, formación de roderas, reflexión de grietas de capas tratadas con cemento o agrietamiento por bajas temperaturas. Éstos son fórmulas empíricas obtenidas y calibradas en el laboratorio. Los modelos de respuesta no están lo suficientemente avanzados como para diseñar por completo el firme de una manera realista, de ahí la dependencia que estos métodos tienen de la observación, en ensayos de laboratorio o “in situ” del comportamiento de los materiales.

A continuación se va a realizar una sucinta explicación de los principales métodos analíticos.

2. MODELO DE BOUSSINESQ

La forma más sencilla de caracterizar la respuesta de las cargas del tráfico es considerando un macizo semiindefinido de *Boussinesq*. Este modelo supone que la explanada es un material elástico lineal, homogéneo e isótropo. Otra simplificación del modelo estriba en suponer que el suelo continúa indefinidamente con la profundidad. Como es evidente la explanada no es homogénea, pues sus propiedades mecánicas no son las mismas en todos los puntos de su masa; ni isótropa, pues en un punto dado esas propiedades varían, en general, en las distintas direcciones del espacio; ni tampoco linealmente elástica, pues las relaciones entre el esfuerzo y la deformación de los suelos no son las que corresponden a ese comportamiento. Por último, tampoco es semiindefinida ninguna masa del suelo.

Boussinesq encontró la solución del problema de una carga puntual **P** actuando sobre la explanada (es decir, una única capa) mediante la combinación de las ecuaciones de equilibrio con las ecuaciones cinemáticas y constitutivas:

$$\nabla^2 \nabla^2 \phi = 0 \tag{1}$$

donde:

$$\phi = (P/2\pi) * (r^2 + z^2)^{1/2} = \text{Función de esfuerzos.}$$

$$\nabla^2 = \text{Operador de Laplace.}$$

La solución de la ecuación anterior permite obtener los componentes del esfuerzo, de la deformación y del desplazamiento a cualquier profundidad **z** y a la distancia radial **r** del punto de la carga **P**. Se elige un sistema de coordenadas cilíndricas debido a la naturaleza especial de este problema de simetría. En este caso, se utiliza **r**, **θ** y **z** para representar el esfuerzo

radial, tangencial, y vertical respectivamente. Como se sabe, cuando se aplica una carga sobre un área circular, los componentes críticos del esfuerzo, de la deformación y del desplazamiento están justo por debajo del centro del área circular en la línea correspondiente al centro de simetría. En esta situación el esfuerzo cortante bajo la carga es igual a cero y los esfuerzos principales son iguales a los esfuerzos en las direcciones r , θ y z . Según Boussinesq, considerando la presión de la rueda sobre el pavimento como una placa flexible de carga uniforme q y de radio a , en la superficie de la explanada, debajo de la carga, los esfuerzos (σ_z y σ_r), las deformaciones (ε_z y ε_r) y la deflexión (δ) se determinan mediante las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= q \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \\ \sigma_r &= \frac{q}{2} \left[1 + 2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(a^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \\ \varepsilon_r &= \frac{(1+\nu)q}{2E} \left[1 + 2\nu - \frac{2(1-\nu)z}{(a^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{z}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \\ \varepsilon_z &= \frac{(1+\nu)q}{2E} \left[1 + 2\nu + \frac{2\nu z}{(a^2 + z^2)^{1/2}} - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \\ \delta &= \frac{(1+\nu)qa}{2E} \left\{ \frac{a}{(a^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{1-2\nu}{a} \left[(a^2 + z^2)^{1/2} - z \right] \right\} \quad (2)\end{aligned}$$

donde:

- a = Radio de la carga.
- z = Profundidad de interés.
- q = Magnitud de la carga uniforme.
- E = Módulo de elasticidad.
- ν = Coeficiente de Poisson.

En el dimensionamiento analítico de los firmes flexibles, semirrígidos y rígidos no es posible servirse de las ecuaciones de Boussinesq. Como es sabido, los firmes flexibles o semirrígidos normalmente constan de cuatro o más capas: una capa de material bituminoso en el pavimento, una base y una subbase formada por un material granular con o sin tratamiento y la explanada en el fondo de la estructura. Estas capas tienen módulos elásticos diferentes que cambian con la profundidad y, también, distintos coeficientes de Poisson. Por consiguiente, en el análisis de firmes, las primeras aplicaciones de la teoría de Boussinesq se servían de un método aproximado denominado *Método del espesor de capa equivalente (Odemark)*. Este método consiste en transformar un sistema multicapa con diferentes módulos de elasticidad en uno equivalente donde todas las capas tienen el mismo módulo de elasticidad y en el que se utilizan las ecuaciones de Boussinesq.

3 MODELOS MULTICAPA

Los modelos multicapa se emplean en los firmes flexibles y semirrígidos y se basan en las hipótesis convenidas por *Burmister*. En forma resumida, estas hipótesis se enuncian de la manera siguiente:

- El firme se desliza geoméricamente como una estructura constituida por una serie de capas horizontales paralelas, infinitas en su plano y de espesor finito, apoyadas en un espacio semiinfinito de Boussinesq (figura 1).
- Cada capa se comporta como un medio elástico lineal, homogéneo, isótropo, continuo e indefinido horizontalmente y se caracteriza mecánicamente por su módulo de elasticidad (\mathbf{E}) y su coeficiente de Poisson (ν).
- La carga superficial puede representarse mediante una presión vertical distribuida uniforme sobre un área circular o elíptica.
- Cada capa se apoya sobre la subyacente de forma continua; el contacto entre capas puede representarse mediante condiciones de adherencia total o nula.
- Pueden despreciarse las fuerzas de inercia y los efectos térmicos.
- Las deformaciones que se producen en el sistema son pequeñas.
- Son prácticamente despreciables los esfuerzos cortantes que se producen en las zonas de contacto entre las cargas y la superficie del pavimento.
- A una profundidad infinita los esfuerzos y deformaciones son nulos.
- En la capa superior el esfuerzo bajo la carga es igual a la presión de la carga.

Con las condiciones expuestas anteriormente, aplicando la teoría elástica clásica, en un sistema multicapa se tendrá una función de esfuerzos ϕ que satisface una ecuación diferencial de cuarto orden en cada una de las capas del firme:

$$\nabla^4 = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \quad (3)$$

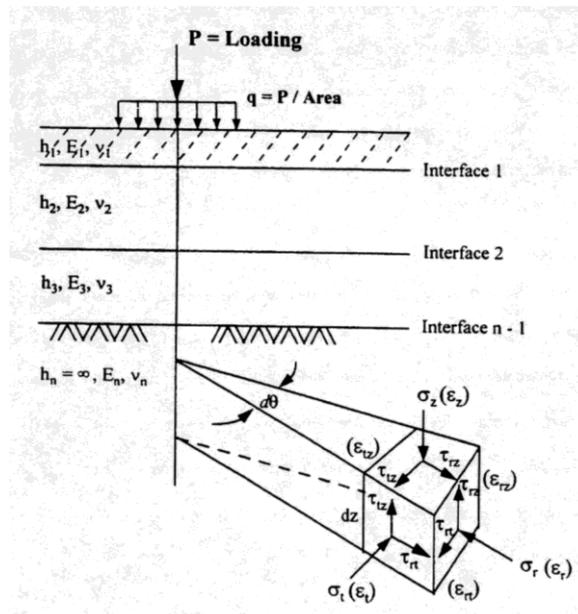


Figura 1. Modelo multicapa.

Una vez que la función de esfuerzos se conoce, se calculan los esfuerzos, las deformaciones y los desplazamientos en cada una de las capas mediante las expresiones siguientes:

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[(2 - \nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right]$$

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left[\nu \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right]$$

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{\partial}{\partial z} \left[v \nabla^2 \phi - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \\ \tau_{rz} &= \frac{\partial}{\partial z} \left[(1-v) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \\ \omega &= \frac{1+v}{E} \left[(1-2v) \nabla^2 \phi + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial z} \right] \\ \omega &= -\frac{1+v}{E} \left[\frac{\partial^2 \phi}{\partial z \partial z} \right]\end{aligned}\quad (4)$$

Debido a que la ecuación 3 es una ecuación diferencial de cuarto orden, los esfuerzos, las deformaciones y los desplazamientos se satisfacen para cada capa utilizando la función de esfuerzos ϕ con cuatro constantes de integración A_i , B_i , C_i y D_i que hay que determinar mediante condiciones de contorno y de continuidad. En este sentido, se comprueba fácilmente que la función de esfuerzos es la siguiente:

$$\phi_i = \frac{H^3 J_0(m\rho)}{m^2} \left[A_i e^{-n(\lambda_i - \lambda)} - B_i e^{-n(\lambda - \lambda_i - 1)} + C_i m \lambda e^{-n(\lambda_i - \lambda)} - D_i m \lambda e^{-n(\lambda_i - \lambda)} \right] \quad (5)$$

donde:

- $\rho = r/H$
- $\lambda = z/H$
- $H =$ Distancia desde la superficie del pavimento hasta el límite superior de la explanada.
- $m =$ Parámetro
- $J_0 =$ Función de Bessel de primer tipo y orden cero.

Sustituyendo la ecuación 5 en las ecuaciones 4 correspondientes al esfuerzo vertical, esfuerzo cortante, deformación y desplazamiento, se obtiene un sistema formado por cuatro ecuaciones por capa. Por lo tanto, el problema consiste en resolver un sistema de ecuaciones con $4n$ constantes o incógnitas.

Condiciones de contorno y continuidad

Ya que la función de esfuerzos a una profundidad infinita se desvanece, la capa correspondiente a la explanada solamente tiene dos constantes de integración o lo que es lo mismo, las constantes A_n y C_n son iguales a cero. Por lo tanto, en un sistema formado por n capas el número total de constantes o incógnitas serán iguales a $(4n-2)$. Estas incógnitas se pueden evaluar para las dos condiciones de contorno correspondientes a la capa superior y las $4(n-1)$ condiciones de continuidad. Una condición de contorno es que la superficie del pavimento está libre de esfuerzo cortante y, la otra, es que el esfuerzo bajo la carga sea igual a la presión de la carga q . Las condiciones de continuidad dependen de la adherencia entre las capas. En este sentido, cuando se considera que las capas están totalmente adheridas, se toman como condiciones en cada una de las $(n-1)$ interfaces la continuidad del esfuerzo vertical, del esfuerzo cortante, y del desplazamiento vertical y radial. En contraposición, cuando se juzga que las interfaces están despegadas la continuidad de los esfuerzos y desplazamientos radiales se reemplazan por el desvanecimiento del esfuerzo cortante por encima y por debajo de las interfaces. Consecuentemente, se tendrán $4n$ incógnitas (constantes de integración). Como A_n y C_n son iguales a cero las restantes $4n-2$ incógnitas se pueden determinar mediante un sistema formado por $4n-2$ ecuaciones. Dos ecuaciones corresponden a las dos condiciones de contorno de la superficie del pavimento y las restantes

4(n-1) ecuaciones corresponden a las condiciones de continuidad en las interfaces de las capas del firme.

El uso de los modelos multicapa, como instrumento de dimensionamiento, es relativamente sencillo y, no requiere más que un ordenador personal que posea suficiente capacidad de memoria. A diferencia de los métodos de elementos finitos, los modelos multicapa no contemplan los problemas relacionados con condiciones de borde tales como: juntas, grietas y otras heterogeneidades del firme.

4. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

Estos modelos se emplean tanto en el dimensionamiento de los firmes flexibles como en de los firmes rígidos. En este método se divide el sistema estudiado en mallas (elementos unidos por los bordes). El principio del método consiste en suponer un espacio vectorial y buscar los desplazamientos con menor energía de deformación del sistema.

El sistema se basa en la resolución de un sistema de ecuaciones algebraicas expresadas en forma matricial. La formulación está fundada en la resolución de los desplazamientos de nodos. Éstos se resuelven mediante la aplicación de las matrices de rigidez de cada elemento. A partir de dichas matrices se obtiene la matriz de rigidez del sólido considerado (**K**). El sistema resuelve el vector de desplazamientos (**U**) a partir del vector de cargas (**R**) a través de la fórmula siguiente:

$$\mathbf{K} \times \mathbf{U} = \mathbf{R} \quad (15)$$

De esta forma, el sólido considerado se considera dividido en elementos constituyentes. Las matrices de rigidez de cada elemento se calculan teniendo en cuenta los grados de libertad del sólido. La construcción de las matrices de los elementos permite componer y resolver la matriz de rigidez del sólido. Esto permite obtener los desplazamientos de todos y cada uno de los nodos. Por último, estos desplazamientos se emplean para obtener los esfuerzos en cada elemento.

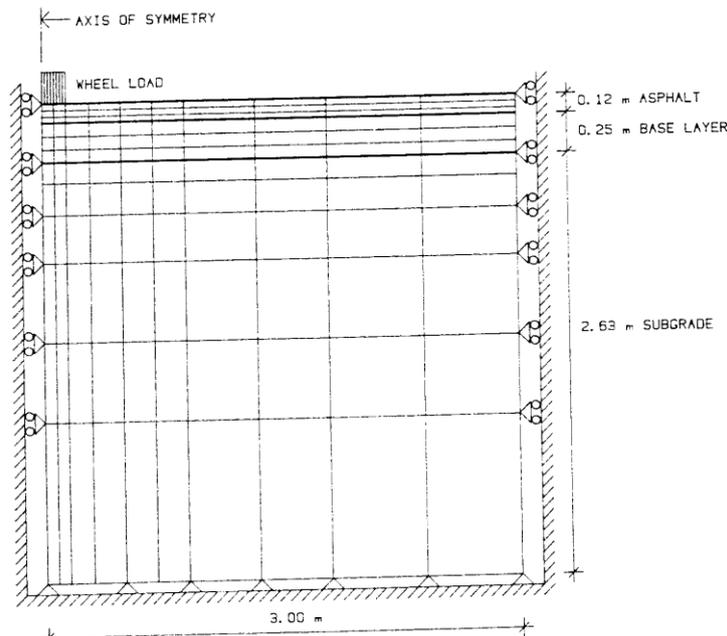


Figura 2. Método de los elementos finitos.

El método de los elementos finitos necesita bastante tiempo para la definición del sistema y para el análisis de los resultados, lo cual es el principal impedimento para su utilización. Sin embargo, permite una reproducción más exacta del problema y, en especial, de las

condiciones de contorno. Otra cualidad importante del mismo consiste en que admite las diferentes ecuaciones constitutivas de los materiales (ver apartado 6).

5 MODELO DE WESTERGAARD Y ESFUERZOS EN LOS FIRMES RÍGIDOS

Este modelo data del año 1926. El mismo consiste en la modelización del pavimento de hormigón como una placa homogénea, elástica e isotrópica de espesor constante (E, ν). La relación entre la fuerza y el desplazamiento se caracteriza mediante un muelle elástico. Este es un caso similar a aquél en que haya una placa situada sobre un número infinito de muelles (Cimentación líquida de Winkler) y el desplazamiento total es proporcional a la carga aplicada. La rigidez de la cimentación líquida está definida por:

$$k = \frac{p}{w} \quad (6)$$

donde:

- k = Coeficiente de balasto.
- p = Presión aplicada.
- w = Desplazamiento vertical.

Mediante este modelo se calculan los esfuerzos críticos originados tanto por una carga circular uniformemente repartida actuando en el centro como en la esquina de la placa. Asimismo, se calculan los esfuerzos críticos originados por una carga semicircular uniforme actuando en el borde de la placa (figura 3). El terreno se caracteriza mediante el coeficiente de balasto k . La influencia que tiene k en los valores de las tensiones que experimenta el hormigón es pequeña, por ello sólo interesa conocer sus valores con una aproximación relativa.

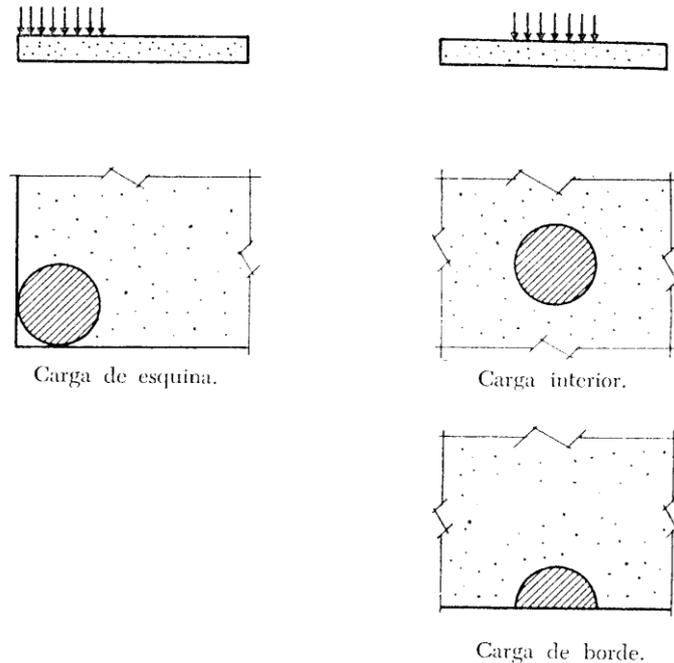


Figura 3. Hipótesis de cargas en firmes rígidos.

5.1. Esfuerzos producidos por las cargas

Esfuerzos originados por la carga de esquina

Según Westergaard el esfuerzo crítico se produce a una distancia $2.38\sqrt{a \cdot l}$ paralela a la bisectriz del ángulo de esquina de la placa. Los esfuerzos máximos de tracción que se presentan en la cara superior de la losa se obtienen mediante la fórmula siguiente:

$$\sigma = \frac{3 \cdot P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right] \quad (7)$$

donde:

- l** = Radio de rigidez relativa.
- a** = Radio de la rueda.
- P** = Carga de la rueda.
- E** = Módulo de elasticidad del hormigón.
- h** = Espesor de la losa.
- v** = Coeficiente de Poisson de hormigón.

En las fórmulas anteriores la variable **l**, definida como *radio de rigidez relativa*, se expresa mediante la fórmula siguiente:

$$l = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 (1 - v^2) k}} \quad (8)$$

donde:

- l** = Radio de rigidez relativa.
- E** = Módulo de elasticidad del hormigón.
- h** = Espesor de la losa.
- k** = Coeficiente de balasto del terreno.
- v** = Coeficiente de Poisson.

Esfuerzos originados por la carga interior

La fórmula 9 considera que, en esta posición, la rueda causa esfuerzos de tracción en la cara inferior de igual intensidad en todas las direcciones:

$$\sigma = \frac{3(1+v)P}{2\pi h^2} \left(\ln \frac{l}{b} + 0.6159 \right) \quad (9)$$

donde:

- b** = Radio ficticio de distribución de la carga, que vale:
 $b = \sqrt{1.6 a^2 + h^2} - 0.675 h$ cuando $a \leq 1.724h$
 $b = a$ cuando $a \geq 1.742h$

Esfuerzos originados por la carga de borde

En esta ubicación se producen esfuerzos de tracción en la cara inferior que alcanzan su valor máximo en la dirección del borde de la placa. Estos esfuerzos vienen dados por la expresión siguiente:

$$\sigma = \frac{3(1+v)P}{\pi(3+v)h^2} \left[\ln \left(\frac{E \cdot h^3}{100k a^4} \right) + 1.84 - \frac{4v}{3} + \frac{(1+2v)}{2 \cdot l} \right] \quad (10)$$

5.2. Esfuerzos debidos al combado

Las variaciones de la temperatura atmosférica producen modificaciones de temperatura en las losas. La temperatura varía con la profundidad de la losa, de tal manera que hay un gradiente

de temperatura que varía con las oscilaciones térmicas diarias y estacionales. Esto origina que la desigual dilatación o contracción de las fibras, paralelas a la superficie con la profundidad, produzca un combado de la placa.

En verano y durante el día, se produce el máximo gradiente positivo, máximo de la diferencia entre la temperatura de las caras superior e inferior. La parte superior de la losa tiende a dilatarse con respecto al eje neutro mientras que el fondo tiende a contraerse. La losa se arquea apoyándose en sus extremos dando lugar a un combado borde abajo. Sin embargo, el peso de la losa restringe la dilatación y contracción provocando esfuerzos de compresión en la parte superior y esfuerzos de tracción en la inferior. Durante la noche, especialmente de madrugada, ocurre lo contrario. La losa se levanta en los bordes apoyándose en el centro dando lugar a un combado borde arriba. La parte superior se contrae y el fondo se dilata; de esta manera se inducen esfuerzos de tracción en la parte superior y esfuerzos de compresión en la parte inferior (figura 4).

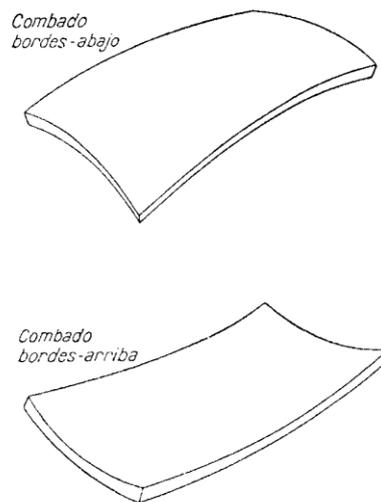


Figura 4. Combado en las losas de hormigón.

Esfuerzos de combado en el interior de la placa

En una placa finita se asume, por un lado, que la dilatación o contracción de la parte superior o inferior de una placa son iguales y, por otro, que la variación del gradiente de la temperatura es lineal a través de la profundidad de la placa. Con estas condiciones, se puede demostrar que en una placa finita el esfuerzo total en la dirección x está dada por la fórmula siguiente:

$$\sigma_x = \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta t}{2(1-\nu^2)} (C_x + \nu C_y) \quad (11)$$

Similarmente el esfuerzo en la dirección y se puede expresar mediante:

$$\sigma_y = \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta t}{2(1-\nu^2)} (C_y + \nu C_x) \quad (12)$$

donde:

- E = Módulo de elasticidad del hormigón.
- C_x y C_y = Coeficientes de corrección para una placa finita que dependen de L/I .
- α = Coeficiente de dilatación del hormigón.
- Δt = Diferencia de temperatura entre las caras superior e inferior de la losa.
- ν = Coeficiente de Poisson del hormigón.

Esfuerzos de combado en el borde de la placa

Las tensiones de combado en el borde en la mitad de la placa se expresan mediante:

$$\sigma = \frac{C \cdot E \cdot \alpha \cdot \Delta t}{2} \quad (13)$$

Nótese que la ecuación 13 es igual a las ecuaciones 11 y 12 pero con un coeficiente de Poisson igual a cero.

5.3. Dilatación o contracción uniforme

Como es sabido, las variaciones de la temperatura media originan la dilatación o contracción de la losa. Debido a la simetría de la placa, el pavimento de hormigón se mueve desde los extremos hacia el centro siendo éste impedido por el rozamiento con el cimiento y la resistencia en las juntas, lo cual produce esfuerzos de tracción en el hormigón, en las armaduras y, también, en los pasadores.

La distancia entre las juntas de contracción se deben escoger de tal manera que los esfuerzos debidos al rozamiento no causen agrietamiento en el hormigón. Cuanto mayor sea la distancia entre juntas se tendrá que proveer una mayor cuantía de armaduras para tener en cuenta los esfuerzos causados por el rozamiento. El número de barras de unión también se especifica de acuerdo al rozamiento. Los esfuerzos de tracción provocan la apertura de las juntas lo cual disminuye la eficiencia de la transmisión de cargas.

También la retracción del fraguado produce la contracción del pavimento de hormigón, a la cuál se opone la resistencia al rozamiento.

Los esfuerzos que surgen por estas causas no tienen trascendencia en las losas cortas. Sin embargo, en las losas largas alcanzan valores elevados. La intensidad de los mismos crece desde el extremo de la losa a la sección media. Un valor aproximado del esfuerzo en la sección media viene dado por la expresión siguiente:

$$\sigma = \frac{f \cdot L \cdot \gamma}{2} \quad (14)$$

donde:

- f** = Coeficiente de fricción entre la losa y el cimiento.
- L** = Longitud de la losa.
- γ** = Peso específico del hormigón.

Las combinaciones más desfavorables para el cálculo de los esfuerzos en la losa son las siguientes:

- Con la carga situada en la esquina y la losa combada bordes arriba.
- Con la carga situada en el borde y la losa combada bordes arriba.
- Con la carga situada en el interior y la losa combada bordes abajo.

6 ECUACIONES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES.

Como se ha dicho con anterioridad, en los métodos analíticos, es obligatorio la caracterización de los materiales que componen las diferentes capas del firme. En este sentido, hay que tener en cuenta que, si se consideran dichos materiales como elásticos lineales, se deben especificar tanto el Módulo Elástico como el coeficiente de Poisson de la explanada y de cada capa del firme. Sin embargo, cuando el módulo elástico del material varía con el tiempo de carga, hay que seleccionar el Módulo Resiliente en concordancia con la duración de la carga correspondiente a la velocidad del vehículo. Además, en el supuesto de que el material sea considerado elástico y no lineal, como es el caso de los materiales

granulares, se debe proporcionar la ecuación constitutiva relacionando el Módulo resiliente y el estado de esfuerzos. Asimismo, cuando se considera que una mezcla bituminosa es un material viscoelástico es necesario tener en cuenta la adecuada ecuación constitutiva.

En el dimensionamiento de los firmes rígidos debe obtenerse el coeficiente de balasto de la explanada.

6.1. Ecuaciones constitutivas de las mezclas bituminosas

Las mezclas bituminosas son materiales viscoelásticos cuyas propiedades mecánicas dependen de la temperatura y del tiempo de aplicación de las cargas del tráfico. A bajas temperaturas estos materiales se pueden considerar como elásticos y lineales. En esta condición el comportamiento de los mismos se puede caracterizar mediante el módulo elástico. Sin embargo, en el dimensionamiento analítico de firmes suele emplearse el Módulo Complejo; es decir, el módulo obtenido a través de ensayos dinámicos en los que se somete a la muestra a una carga cíclica de compresión simple $\mathbf{F(t)}$ que varía con el tiempo según una función senoidal con una frecuencia $\mathbf{F_r}$ y a diferentes temperaturas.

Por otra parte, con el fin de caracterizar el comportamiento viscoelástico de las mezclas bituminosas se pueden utilizar una serie de modelos reológicos que se describirán a continuación.

Modelo de Maxwell

En este modelo se combinan en serie un muelle ($\mathbf{E_0}$) y un amortiguador de pistón (λ_0). Por lo tanto, bajo la acción de un esfuerzo constante, la deformación total es la suma de las deformaciones del muelle y del amortiguador (figura 5):

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} + \frac{\sigma \cdot t}{\lambda_0} = \frac{\sigma}{E_0} \left(1 + \frac{t}{T_0} \right) \quad (16)$$

siendo:

- ε = Deformación del muelle más el amortiguador.
- σ = Esfuerzo aplicado constante.
- E_0 = Módulo del muelle.
- λ_0 = Viscosidad del amortiguador de pistón.
- t = Tiempo de aplicación de la carga.
- T_0 = λ_0/E_0 = Tiempo de relajación.

Por otro lado, la relación entre el esfuerzo y el tiempo de aplicación de la carga se expresa mediante la fórmula siguiente:

$$\sigma = \sigma_0 \exp\left(-\frac{t}{T_0}\right) \quad (17)$$

siendo σ_0 el esfuerzo inicial. En este modelo, se tiene que, por un lado, cuando t es igual a cero entonces $\sigma_0 = \sigma$ y, por otro, que cuando t es igual a infinito entonces σ es igual a cero. Además, cuando $t = T_0$ entonces se cumple que $\sigma = 0.368 \sigma_0$, por lo tanto, en un Modelo de Maxwell, el tiempo de relajación T_0 es el tiempo necesario para que el esfuerzo se reduzca un 36,8% de su valor original.

Modelo de Kelvin

En este modelo se combinan en paralelo un muelle ($\mathbf{E_1}$) y un amortiguador de pistón (λ_1). En este caso el muelle y el amortiguador tienen la misma deformación, pero el esfuerzo total es la

suma de los esfuerzos del muelle y del amortiguador. La función de la deformación es la siguiente:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T_1}\right) \right] \quad (18)$$

siendo:

- ε = Deformación.
- σ = Esfuerzo aplicado constante.
- E_1 = Módulo del muelle.
- λ_1 = Viscosidad del amortiguador de pistón.
- t = Tiempo de aplicación de la carga.
- $T_1 = \lambda_1/E_1$ = Tiempo de retardo.

En este modelo, se tiene que, por un lado, cuando t es igual a cero entonces $\varepsilon = 0$ y, por otro, que cuando t es igual a infinito entonces $\varepsilon = \sigma/E_1$. Además, cuando $t = T_1$ entonces se cumple que $\varepsilon = 0.632 \sigma/E_1$, por lo tanto, en un Modelo de Kelvin, el tiempo de retardo T_1 es el tiempo necesario para alcanzar un 63,2% de la deformación total retardada.

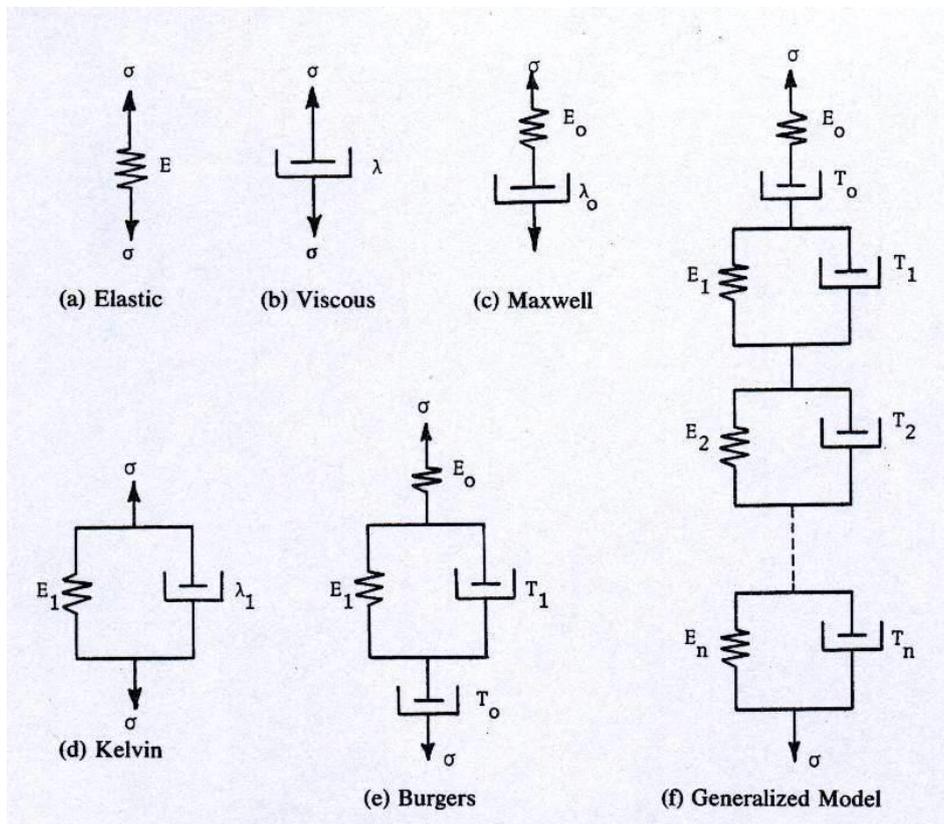


Figura 5. Modelos reológicos de los materiales bituminosos.

Modelo de Burger

Este modelo es una combinación en serie de los modelos de Maxwell y Kelvin. Por lo tanto, en esta ocasión se dispone de dos muelles con módulos E_0 y E_1 y dos amortiguadores con viscosidades λ_0 y λ_1 . En estas condiciones, bajo la acción de un esfuerzo constante la función de la deformación viene dada por la expresión siguiente:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} \left(1 + \frac{t}{T_0} \right) + \frac{\sigma}{E_1} \left[1 - \exp \left(- \frac{t}{T_1} \right) \right] \quad (19)$$

La deformación total se compone de tres términos: la deformación elástica recuperable, la deformación viscosa y la deformación elástica retardada.

Modelo Generalizado

Mediante este modelo se obtiene una caracterización más realista. El mismo consta de un Modelo de Maxwell y una serie generalizada de modelos de Kelvin. Mediante este modelo se puede caracterizar cualquier material viscoelástico. Por consiguiente, bajo un esfuerzo constante, la deformación de un Modelo Generalizado se puede expresar como:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} \left(1 + \frac{t}{T_0} \right) + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma}{E_i} \left[1 - \exp \left(- \frac{t}{T_i} \right) \right] \quad (20)$$

siendo **n** el número de Modelos de Kelvin. Este modelo explica la respuesta del firme ante la duración de la carga del tráfico. Ante la aplicación de una carga única, predominan las deformaciones elásticas recuperable y retardada mientras que la deformación viscosa se considera despreciable. Sin embargo, bajo un gran número de repeticiones de cargas la acumulación de las deformaciones viscosas es la causa de la deformación permanente.

6.2. Ecuaciones constitutivas de los materiales granulares.

En estos materiales un planteamiento bastante extendido consiste en expresar la influencia del nivel de esfuerzo sobre el Módulo Resiliente como una función de la suma de los esfuerzos principales. La sencilla relación hiperbólica comúnmente conocida como el modelo **k-θ** muestra el comportamiento elástico no lineal mediante la ecuación siguiente:

$$M_r = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (21)$$

siendo:

- θ = Primer invariante de tensiones = $(\sigma_{1p} + \sigma_{2p} + \sigma_{3p})$.
- k_1 y k_2 = Constantes de regresión del material obtenidos a partir de ensayos triaxiales de carga repetida realizados en materiales granulares.

Las constantes del material **k₁** y **k₂** dependen de la densidad y del contenido de humedad del material de ensayo. El modelo de Uzan incluye el esfuerzo desviador dentro del modelo **k-θ** y lo expresó de la manera siguiente:

$$M_r = k_1 \cdot p_o \cdot \left(\frac{\theta}{P_o} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{q}{P_o} \right)^{k_3} \quad (22)$$

siendo:

- k_1 y k_2 = Constantes de regresión del material obtenidos a partir de ensayos triaxiales de carga repetida realizados en materiales granulares.
- p_o = Presión atmosférica (100 kPa).
- q = Esfuerzo desviador.

En ambos modelos se mantiene constante el Coeficiente de Poisson y el esfuerzo desviador inicial de partida es siendo igual a cero.

En otros modelos la relación esfuerzo-deformación de los materiales granulares se caracteriza mediante la descomposición de los esfuerzos y las deformaciones en su componente

desviadora y volumétrica. En definitiva se reemplaza el Módulo Resiliente y el Coeficiente de Poisson por el Módulo Volumétrico (**K**) y por el Módulo Transversal (**G**) respectivamente. Las deformaciones volumétricas y transversal de corte se pueden expresar en función del esfuerzo normal medio y desviador utilizando ecuaciones similares a la *Ley de Hooke* para materiales elásticos e isotropos. En este sentido, con el fin de estudiar la relación entre el esfuerzo y la deformación Boyce desarrolló un modelo teórico elástico no lineal. 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 elevado a una potencia menor que la unidad. De acuerdo a esto, Boyce expresó el esfuerzo normal medio mediante las siguientes ecuaciones:

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_1 \cdot \mathbf{p}^{1-n} \quad (23)$$

$$\mathbf{G} = \mathbf{G}_1 \cdot \mathbf{p}^{1-n} \quad (24)$$

siendo:

$$\begin{aligned} \mathbf{p} &= \text{Esfuerzo normal medio.} \\ \mathbf{N}, \mathbf{K}_1, \mathbf{G}_1 &= \text{Constantes del material.} \end{aligned}$$

La similitud de estas ecuaciones con el modelo $\mathbf{k}-\theta$ es obvia ya que en este caso en particular se tendría $\theta=3\mathbf{p}$. 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 23 y 24 no satisfacen el teorema de la reciprocidad y, por lo tanto, Boyce sugirió utilizar otro planteamiento un poco más complicado:

$$\mathbf{K} = \frac{\mathbf{K}_1 \cdot \mathbf{p}^{1-n}}{\left(1 - \beta \cdot \frac{\mathbf{q}^2}{\mathbf{p}^2}\right)} \quad (25)$$

$$\mathbf{G} = \mathbf{G}_1 \cdot \mathbf{p}^{1-n} \quad (26)$$

siendo:

$$\beta = (1-n) \cdot \frac{\mathbf{K}_1}{6 \mathbf{G}_1} \quad (27)$$

Sustituyendo estos valores de las fórmulas 25, 26 y 27 en las ecuaciones generales 23 y 24 se obtienen, en función de la tensión normal media y el esfuerzo desviador, la deformación volumétrica y la deformación transversal. Obsérvese que en este modelo se asume que el material es isotropo lo cual permite expresar el módulo de respuesta en función de los esfuerzos invariantes:

$$\varepsilon_v = \frac{\mathbf{p}^n}{\mathbf{K}_1} \cdot \left[1 - \beta \cdot \frac{\mathbf{q}^2}{\mathbf{p}^2}\right] \quad (28)$$

$$\varepsilon_q = \frac{\mathbf{p}^n \cdot \mathbf{q}}{3 \cdot \mathbf{G}_1 \cdot \mathbf{p}} \quad (29)$$

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.

7 CRITERIOS DE FALLO Y MODELOS DE DETERIORO

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 van a exponer los diferentes modelos de comportamiento que se utilizan en los firmes para evaluar el fallo estructural de los mismos. Los principales modelos de deterioro son los siguientes:

- Agrietamiento estructural por fatiga
- Formación de roderas
- Reflexión de grietas de capas tratadas con cemento

7.1 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. El criterio de fallo relaciona la deformación con el número permisible de repeticiones de carga producida 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. Los modelos que se emplean postulan que las grietas progresan desde abajo hacia la superficie; pero también se observan cada vez más unas grietas que progresan desde la superficie, especialmente con bases bituminosas sometidas a un tráfico pesado intenso, o donde las sollicitaciones térmicas son elevadas. En los modelos empleados en mezclas bituminosas se toma como sollicitación crítica la deformación horizontal por tracción. Dichos modelos son de la forma siguiente:

$$N_f = f_1(\epsilon_t)^{-f_2} (E_1)^{-f_3} \quad (30)$$

donde:

- N = Número de repeticiones de carga.
 ϵ_t = Deformación de tracción en el fondo del material bituminoso.
 f_1, f_2, f_3 = Coeficientes.
 E_1 = Módulo del material bituminoso.

Debido a que el exponente f_2 es mucho mayor que f_3 el efecto de ϵ_t sobre N es mucho mayor que el de E_1 . Por consiguiente, se puede eliminar el término E_1 :

$$N_f = f_1(\epsilon_t)^{-f_2} \quad (31)$$

Algunos valores de los coeficientes de distintos organismos internacionales son los siguientes:

Modelo	f_1	f_2	f_3
Asphalt Institute	0.0796	3.291	0.854
Shell	0.0685	5.671	2.363
Departamento de Transportes de Illionis	5×10^{-6}	3.0	0
Transport and Road Research Laboratory	1.66×10^{-10}	4.32	0
Belgian Road Research Center	4.92×10^{-14}	4.76	0

Tabla 1. Modelos de fatiga

En nuestro país el **CEDEX** ha propuesto para diversos materiales una ley de fatiga de las sollicitaciones determinantes del fallo por agrietamiento estructural basada también en ensayos de laboratorio, y que adopta la forma siguiente:

$$S = a - b \cdot \log N \quad (32)$$

donde:

- S** = Solicitación crítica que determina el fallo de una capa.
N = El número de ciclos de carga para el fallo.
a y b = Constantes propias de cada material.

Como se puede observar en la tabla siguiente, el **CEDEX** no solamente ha calibrado los valores de los coeficientes **a** y **b** de dicha ley de fatiga para las mezclas bituminosas, sino también para una serie de materiales tratados con cemento como el suelocemento y la gravacemento.

MATERIAL	S	Definición de S	a	b
Mezclas bituminosas	$\log \varepsilon_t$	Deformación horizontal de tracción en la cara inferior de la capa.	-2.19093	0.27243
Suelocemento	σ	Tensión horizontal de tracción en la cara inferior de la capa (Instituto Eduardo Torroja).	0.72	0.043
Gravacemento	σ		1.8	0.108
Hormigón magro	σ		3.6	0.216
Hormigón compactado	σ		5.4	0.324

Tabla 2. Modelos de fatiga

En la ley de fatiga de los materiales tratados con cemento se toma como sollicitación crítica la tensión horizontal de tracción.

7.2. Formación de roderas

Las roderas son el resultado de las deformaciones plásticas (permanentes) que se acumulan dentro de los materiales constituyentes del firme. Solamente los materiales tratados con cemento son completamente resistentes a las roderas plásticas.

Un primer criterio de fallo consiste en limitar la deformación vertical de compresión (ε_v) sobre la parte superior de la explanada para reducir la deformación permanente vertical a través de toda la estructura. La utilización de la deformación vertical de compresión en la explanada para limitar la deformación permanente está basada en el hecho de que las deformaciones plásticas son proporcionales a las deformaciones elásticas. De esta manera limitando la deformación elástica de la explanada, se restringen también las deformaciones elásticas en otras capas por encima de la misma. Por lo tanto, se limitará la magnitud de la deformación permanente en la superficie del firme.

Los modelos empleados determinan el número de cargas de tráfico que producen fallo por formación de roderas, a partir de la deformación vertical de compresión:

$$N_f = f_4 (\varepsilon_v)^{-f_5} \quad (33)$$

donde:

- N** = Número de repeticiones de carga.
 ε_v = Deformación vertical de compresión en la parte superior de la explanada.
f₄, f₅ = Coeficientes.

A continuación se exponen los valores de los coeficientes utilizados por algunos organismos internacionales:

Modelo	f_4	f_5
Asphalt Institute	1.365×10^{-9}	4.447
Brown y Pell	2.16×10^{-2}	0.28
Shell	1.05×10^{-7}	4.0
Transport and Road Research Laboratory	6.18×10^{-8}	3.95
Belgian Road Research Center	3.05×10^{-9}	4.35

Tabla 3. Modelos de deformaciones plásticas

Un segundo criterio consiste en la limitación de las roderas plásticas acumulables en la superficie del pavimento a una cantidad tolerable, por ejemplo, de 0.5 pulgadas (13 mm.). Dado que las rodadas del tráfico aparecen a causa de la acumulación de la deformación permanente de todas las capas del firme, parece más razonable determinar la deformación permanente en cada capa y sumar los resultados. En este sentido, existen programas que incorporan modelos que permiten predecir la profundidad de roderas basándose en la hipótesis de que la deformación permanente sea proporcional a la deformación resiliente. El modelo propuesto por Kherd describe la deformación permanente de una capa de material en función de la resistencia del material, del estado de esfuerzos y del número de aplicaciones de cargas:

$$\varepsilon_p = a \cdot (\varepsilon)^b \cdot N^{1-m} \quad (34)$$

siendo:

- ε_p = Deformación permanente
- ε = Deformación resiliente.
- N = Número de repeticiones de carga.
- a, b = Constantes del material.
- m = Constante experimental que depende del tipo de material.

Para cada capa de material se necesita conocer los valores de las constantes del modelo anterior así como la deformación resiliente. La deformación permanente de cada capa se obtiene multiplicando las deformaciones permanentes -obtenidas mediante el modelo correspondiente- por el espesor de cada capa del firme. Finalmente la profundidad de rodera o deformación permanente total será igual a la suma de las deformaciones permanentes de cada capa.

7.3. Reflexión de grietas en capas tratadas con cemento

Los modelos de dimensionamiento analíticos-empíricos no suelen tener en cuenta que en los firmes semirrígidos con una capa de base tratada con cemento, cada vez más el fallo se produce por la reflexión de sus grietas en el pavimento (figura 6).

El índice de propagación de estas grietas en el pavimento se puede predecir utilizando el modelo empírico desarrollado por París y Erdedogan, que relaciona el factor de intensidad de esfuerzos (K) con la velocidad de propagación de la grieta (dc/dN) de la siguiente manera:

$$\frac{dc}{dN} = A \cdot (\Delta K)^n \quad (35)$$

siendo:

- c = Longitud de la grieta.
- N = Número de repeticiones de carga.
- dc/dN = Incremento de longitud de grieta c por ciclo de carga N .
- ΔK = Incremento del factor de intensidad de esfuerzos en la punta de la grieta.
- A, n = Parámetros de fatiga del material.

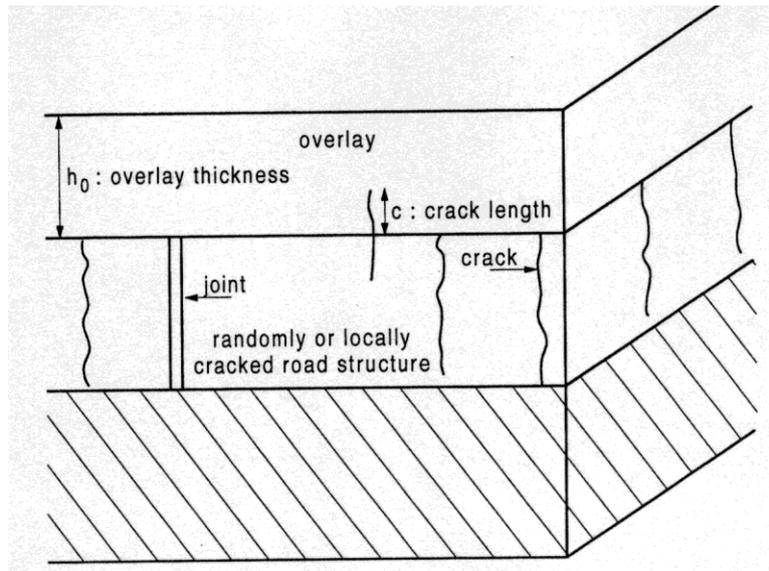


Figura 6. Reflexión de grietas en el pavimento

El factor de intensidad de esfuerzos depende de la geometría del firme, de la forma en que se abre la grieta y de la longitud de la grieta. Una vez se conozca el factor de intensidad de esfuerzos, por medio de la ley de París, se calcula el número de repeticiones de cargas N necesarias para que la grieta se propague una distancia Δc . Asimismo, se puede estimar el número de repeticiones de carga necesarias para transmitir una grieta a través del espesor del pavimento (h_0) mediante la integración siguiente:

$$N = \int_0^{h_0} \frac{dc}{A (\Delta K)^n} \quad (36)$$

En los firmes con pavimentos de hormigón el agrietamiento por fatiga ha sido considerado el principal criterio de falla. En este sentido, en España la ley de fatiga utilizada es la que figura en la tabla 2. En este tipo de firmes la deformación permanente no se considera como un criterio de falla.

Como es sabido, la ley de fatiga del material proporciona el número máximo admisible N de aplicaciones de carga tipo antes de llegar al agotamiento de dicho material, suponiendo que cada aplicación produce un deterioro parcial. En este sentido, un complemento necesario de estos modelos es la aplicación de la *Ley de Miner*. Conforme a dicha ley, los deterioros del firme tienen memoria; es decir, se acumulan hasta que la suma de los deterioros parciales iguala a la resistencia a la fatiga del material. Otro punto a tener en cuenta es que hay que fijar la equivalencia entre el espectro de cargas que conforman el tránsito previsto y el número de cargas tipo que produciría el mismo resultado destructivo en el firme.

8. PROCEDIMIENTO DE DIMENSIONAMIENTO

El procedimiento de dimensionamiento comienza con la definición de las variables de entrada: cargas del tráfico, características de la explanada, etc. A continuación se eligen los comportamientos a considerar para los materiales elegidos y los valores de los parámetros que definen dicho comportamiento. Posteriormente, hay que suponer una geometría del firme, definiendo espesores de cada capa, materiales y componentes. Mediante modelos multicapa o de elementos finitos se calcula la respuesta del firme ante una carga tipo. Los resultados obtenidos se valoran, aplicando la ley de Miner, de acuerdo a los modelos de deterioro y los

criterios de fallo de cada capa. Los criterios de fallo generalmente son las deformaciones verticales en la explanada y deformaciones horizontales en el fondo de las capas bituminosas o de tensiones horizontales en el fondo de las capas tratadas con cemento; en el caso de los pavimentos de hormigón se determinan los esfuerzos en bordes o esquinas. Por último, cuando la sección de firme cumple dichos criterios se considera que la solución es económica y técnicamente viable y, por lo tanto, el proceso ha concluido. En caso contrario, es necesario volver a examinar la geometría y la validez de los parámetros escogidos. Se vuelven a repetir los cálculos, realizando las iteraciones que sean necesarias hasta que la solución escogida cumpla con los objetivos propuestos y, además, sea viable tanto técnicamente como económicamente.

9. BIBLIOGRAFÍA

- **ASPHALT OVERLAY DESIGN PROCEDURES**
National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice
Fred N. Finn y Carl L. Monismith
Transportation Research Board. National Research Council. 1984.
- **CAMINOS**
Tomo II: Firmes, Servicios Auxiliares del Camino. Explotación.
José Luis Escario
Madrid, 1973.
- **CARRETERAS II**
Carlos Kraemer., Ignacio Abad Morilla y Miguel Angel del Val
Departamento de Transportes. E. T. S. Ingenieros de Caminos, Madrid 1999.
- **CEMENT CONCRETE PAVEMENTS**
George Jeuffroy y Raymond Sauterey
A. A. Balkem. Rotterdam. Brookfield 1996.
- **COST 324: COMPORTAMIENTO DE FIRMES A LARGO PLAZO**
Ministerio de Fomento. Secretaría General Técnica. 1998.
- **COST 333. DEVELOPMENT OF NEW BITUMINOUS OF PAVEMENT DESIGN METHOD. Final Report of the Action.** Office for Official Publications of the European Communities, 1999.
- **EL PROYECTO Y EL DIMENSIONAMIENTO**
V Congreso Nacional de Firmes. Las Capas de Base para Firmes de Carreteras.
Sandro Rocci.
León, 2000.
- **MÉTODOS TEÓRICOS DE DIMENSIONAMIENTO DE FIRMES**
XII Curso Internacional de Carreteras, Firmes y Pavimentos I. Área de firmes y pavimentos.
Manuel Romana García y Felix Pérez González
Madrid 1996.
- **PAVEMENT ANALYSIS AND DESIGN**
Yang H. Huang
Prentice Hall, 1993.
- **PAVEMENT ANALYSIS**
Per Ullidtz
Elservier, 1987.
- **PRESENTE Y FUTURO DEL DISEÑO, DIMENSIONAMIENTO Y CÁLCULO DE FIRMES**
XXII Semana de la Carretera.
Aurelio Ruiz Rubio
Islas Canarias, 1998.
- **PREVENTION OF REFLECTIVE CRACKING IN PAVEMENTS**
A. Vanelstraete y L. Francken
E&FN SPON 1997.
- **PRINCIPLES OF PAVEMENT DESIGN**
E. J. Yoder y M. W. Witzak
John Wiley & Sons, Inc, 1975.
- **UNBOUND GRANULAR MATERIALS. LABORATORY TESTING, IN-SITU TESTING AND MODELLING**
A Gomes Correia
A. A. Balkem. Rotterdam. Brookfield 1999.