



**Certificación ISO 9001:2000 ‡
Laboratorios acreditados por EMA §**

CONCEPTOS MECANICISTAS EN PAVIMENTOS

Paul Garnica Anguas
Angel Correa

**Publicación Técnica No 258
Sanfandila, Qro, 2004**

**SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**Conceptos mecanicistas en
pavimentos**

**Publicación Técnica No 258
Sanfandila, Qro, 2004**

Créditos y agradecimientos

Este trabajo fue elaborado por Paul Garnica Anguas, investigador y jefe de los laboratorios de infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte, y Ángel Correa, ingeniero de la FHWA, Agencia Federal de Carreteras de los Estados Unidos.

El trabajo nació a raíz de una serie de conferencias impartidas por los autores sobre el tema en distintas Universidades de México y Latinoamérica. Muchas de las figuras utilizadas fueron preparadas como parte de un curso sobre Métodos Mecanicistas del NHI.

Se agradecen los valiosos comentarios del MC Rodolfo Téllez Gutiérrez, coordinador de infraestructura del IMT, y la influencia por siempre del profesor Alfonso Rico Rodríguez.

Índice

Resumen	v
Abstract	vii
Resumen ejecutivo	ix
Introducción	1
Capítulo 1. Descripción general de las metodologías mecanicistas	3
1.1 Generalidades	3
1.2 ¿Qué contienen las metodologías mecanicistas?	6
Capítulo 2. Factores de entrada al proceso de análisis	11
2.1 Tránsito vehicular	11
2.2 Caracterización de materiales	14
2.3 Factores climáticos	17
Capítulo 3. Análisis mecanicista de pavimentos de concreto	19
3.1 Modelos de deterioro	19
3.2 Respuestas estructurales	26
3.3 Modelos de regularidad superficial	
Capítulo 4. Análisis mecanicista de pavimentos flexibles	35
4.1 Modelos de deterioro	35
4.2 Respuestas estructurales	41
4.3 Modelos de regularidad superficial	45

Capítulo 5. Conclusiones	47
Bibliografía	49

RESUMEN

Este trabajo pretende ser una guía para todos aquellos interesados en iniciarse en la aplicación de los llamados métodos mecanicistas para el análisis estructural y diseño de pavimentos. El énfasis se pone en la esencia de los conceptos involucrados, más que en la definición de fórmulas matemáticas con muchos coeficientes de ajuste sin ningún sentido físico.

Es al mismo tiempo una reflexión sobre las limitaciones existentes, que son muchas, a manera de siempre estar concientes de las adecuaciones que será necesario realizar al pasar del papel, o más bien de la computadora, al proceso de construcción o rehabilitación en campo.

Abstract

While previous versions of the AASHTO Guide have served well for several decades, many serious limitations exist for their continued use as the nation's primary pavement design procedures. Major limitations include traffic loading deficiencies, rehabilitation deficiencies, climatic effects deficiencies, materials characterization deficiencies, subgrade deficiencies, construction and drainage deficiencies, and the inability to handle long-life pavement designs. Many of the deficiencies arise from the fact that the existing procedures are empirical in nature and that the design procedures are geared more toward new pavement design than toward rehabilitation design, which takes up most of the highway budgets today.

The change from an empirical basis to a more mechanistic-empirical basis will constitute a major paradigm shift in pavement design. The mechanistic approach, with its ability to directly predict critical pavement performance indicators that affect user comfort and ride quality, while explaining the scientific basis for pavement deterioration, is indeed a powerful tool that can provide for strong, durable, reliable, safe, and comfortable pavements.

This document is a guide on the principal concepts concerning these mechanistic methods, discussing the real advantages and the limitations still present.

Resumen ejecutivo

La práctica actual del análisis y diseño de pavimentos se basa en métodos básicamente empíricos, en donde el diseño se respalda en propiedades físicas de los materiales y algún índice de resistencia, como lo es el Valor Relativo de Soporte, VRS (también denominado CBR por sus siglas en inglés, *California Bearing Ratio*). Aun las metodologías basadas en métodos de regresión de resultados en tramos de prueba, como lo es el método AASHTO actual, el cual se puede considerar como empírico en el sentido de que su aplicación está rigurosamente restringida a las condiciones que se utilizaron para su calibración. Por supuesto que ya se manejan conceptos mecanicistas como el módulo de resiliencia, pero sólo como parámetro de cálculo que se correlaciona con el VRS, y no como una propiedad fundamental del material. En el mejor de los casos existen métodos de diseño que se les llama semi-empíricos o empírico-mecanicistas, porque ya consideran leyes de fatiga de los materiales en los cálculos de vida útil; por ejemplo, podemos citar al método Shell o al del Instituto Norteamericano del Asfalto. Pero la visión que se tiene es tender a métodos puramente mecanicistas.

El problema del enfoque tradicional es que el método, siempre estará limitado por los tipos de suelos considerados, los métodos de construcción, las configuraciones vehiculares de la época, etc.

Las metodologías mecanicistas pretenden tener un enfoque puramente científico, con un marco teórico suficiente que permita el análisis completo de la mecánica del comportamiento de un pavimento, ante las acciones del clima y del tránsito vehicular. Esto es, un marco teórico en donde las propiedades fundamentales de los materiales se conocen, y se pueden determinar en laboratorio o en campo. Esta metodología nos permitiría la predicción correcta de la evolución en el tiempo de los diferentes deterioros que se pudieran presentar y, por ende, aumentar en gran medida la confiabilidad de nuestros diseños.

Las componentes de entrada al proceso de diseño se refieren a la geometría de la estructura; básicamente son los espesores de cada capa; las propiedades de los materiales que conforman cada una de esas capas que serán módulos dinámicos o resilientes; el tipo de clima del medio físico que atravesará la carretera, definido por precipitación y temperatura; y el nivel de tránsito vehicular definido ya sea en ejes equivalentes o, preferentemente, a través de su correspondiente espectro de distribución de cargas, que veremos más adelante. La selección del diseño inicial consiste en una primera estimación de valores para esas componentes de entrada.

Definido el diseño inicial, se procede al cálculo de lo que vamos a llamar las respuestas estructurales en la sección estructural del pavimento. Estas respuestas estructurales consisten en conocer la distribución de esfuerzos (σ), deformaciones unitarias (ϵ) y deflexiones (δ). El cálculo se realiza básicamente considerando al pavimento como un medio multicapas, en donde el comportamiento de los materiales se apoya en la Teoría de la Elasticidad.

A partir de la respuesta estructural en el pavimento se calcula el nivel de daño esperado en el período de diseño, para los diferentes tipos de deterioro que se pudieran presentar; estos deterioros pueden ser agrietamientos por fatiga; agrietamientos térmicos; deformaciones permanentes; escalonamiento en el caso de pavimentos de concreto y, finalmente, el nivel de regularidad medido a través del llamado Índice de Regularidad Internacional (IRI).

Cálculados los niveles de deterioro para el período de diseño, se comparan con los valores máximos permitidos por el diseñador, que dependerán por supuesto del tipo de camino del que se trate. Para caminos de altas especificaciones, especialmente en los caminos de cuota, la exigencia deberá ser mayor

Como fue expresado anteriormente, la idea fundamental es la de poder garantizar el desempeño del pavimento a lo largo de su vida de proyecto. Esto significa garantizar que los niveles de agrietamiento, deformación permanente, escalonamiento, regularidad superficial, etc, se mantendrán dentro de un rango ideal, que dependerá de la importancia de la red carretera de que se trate.

Por supuesto que la implementación de los conceptos anteriores no es inmediata, ya que necesita entre otras cosas, de la disponibilidad de equipos modernos de laboratorio y campo que permitan la evaluación de las propiedades que son necesarias, pero sobre todo, y es quizá lo más importante, se necesita de la calibración y validación de los modelos de deterioro. Esto significa que se requiere el monitoreo de tramos de pavimentos representativos en México, que permita la determinación de los coeficientes de ajuste necesarios para poder predecir, con la confiabilidad necesaria, la evolución de los niveles de agrietamiento, deformación permanente, etc. Lo anterior necesita de la disposición de una base de datos representativa, con al menos cuatro o cinco años de mediciones.

Es por ello que se requiere un programa permanente de monitoreo de las redes carreteras federal o estatal, lo que en parte se puede lograr con la implementación de sistemas de gestión de la conservación, que ya se realizan en México.

Introducción

No cabe duda que la ingeniería de pavimentos se debate en la actualidad ante la imperiosa necesidad de mejorar los procedimientos de diseño, con el objetivo último de lograr mejores desempeños de esas estructuras que permitan una optimización de los costos de mantenimiento y rehabilitación asociados y, sobre todo, de los costos de operación de los usuarios de los pavimentos.

Por supuesto que, al menos en este nuestro continente americano, el impulso ha sido dado desde hace unos años por el llamado programa de investigación SHRP, por sus siglas en inglés del término Strategic Highway Research Program, auspiciado por la Agencia Federal de Carreteras de los Estados Unidos.

En particular, uno de los productos altamente esperado es la nueva Guía AASHTO 2002 para diseño de pavimentos, que estará apoyada en una serie de conceptos basados en los campos de la mecánica de materiales, incluyendo las teorías de elasticidad y viscoelasticidad, modelos de deterioro de estructuras de pavimentos, y herramientas informáticas avanzadas.

Este trabajo presenta una visión general de las metodologías mecanicistas para análisis estructural y diseño de pavimentos, enfatizando en las variables fundamentales de entrada al proceso. Posteriormente se particulariza, primero, en pavimentos de concreto hidráulico y, en seguida, en pavimentos asfálticos. Resaltaremos también la importancia de la fase calibración de esos modelos mecanicistas y su aplicación directa al problema de la rehabilitación de pavimentos por medio de sobrecarpetas.

1 Descripción general de las metodologías mecanicistas

1.1 Generalidades

La figura 1.1 ilustra dónde estamos en cuanto a métodos de análisis estructural y diseño de pavimentos. La práctica actual se basa en métodos básicamente empíricos, en donde el diseño se respalda en propiedades físicas de los materiales, y algún índice de resistencia como lo es el Valor Relativo de Soporte, VRS (también denominado CBR por sus siglas en inglés, *California Bearing Ratio*). Aun las metodologías basadas en métodos de regresión de resultados en tramos de prueba, como el método AASHTO actual, se le puede considerar como empírico en el sentido en que su aplicación está rigurosamente restringida a las condiciones que se utilizaron para su calibración. Por supuesto que ya se manejan conceptos mecanicistas como el Módulo de Resiliencia, pero sólo como parámetro de cálculo que se correlaciona con el VRS, y no como una propiedad fundamental del material. En el mejor de los casos, existen métodos de diseño que se les llama semiempíricos, o empírico-mecanicistas, porque consideran leyes de fatiga de los materiales en los cálculos de vida útil; por ejemplo el método Shell o el del Instituto Norteamericano del Asfalto. Pero la visión que se tiene es tender a métodos puramente mecanicistas.

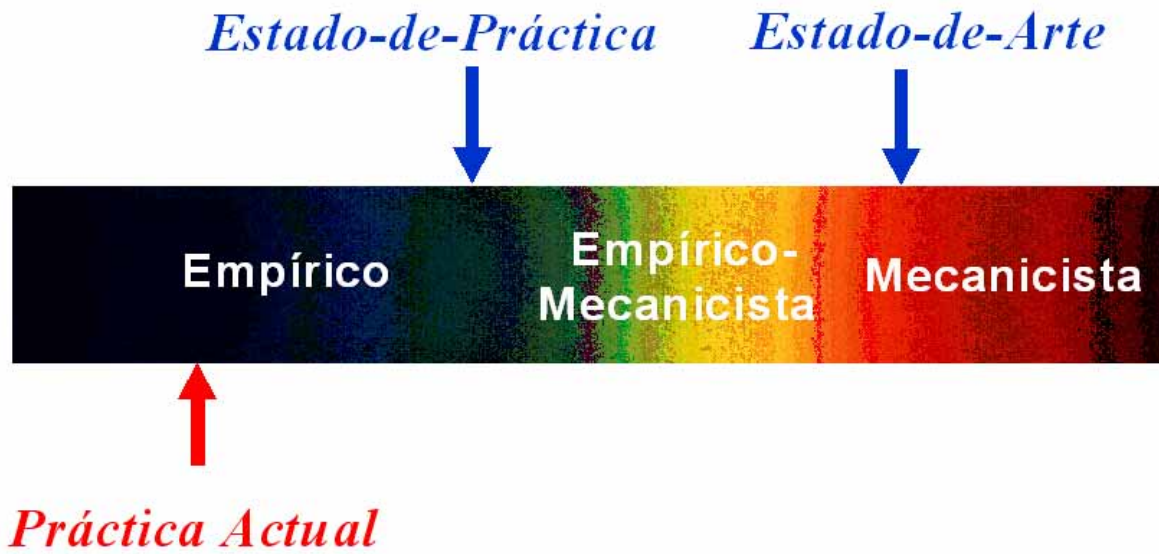


Figura 1.1.

Esquema para ilustrar donde estamos en cuanto a métodos de análisis y diseño de pavimentos

El problema del enfoque tradicional es que el método siempre estará limitado por los tipos de suelos considerados, los métodos de construcción, las configuraciones vehiculares de la época, etc, tal como se ilustra en la figura 1.2 relativa al famoso tramo AASHO.



Figure 16. Embankment construction, loop 1, using rotary speed mixers to process and adjust moisture content of soil.

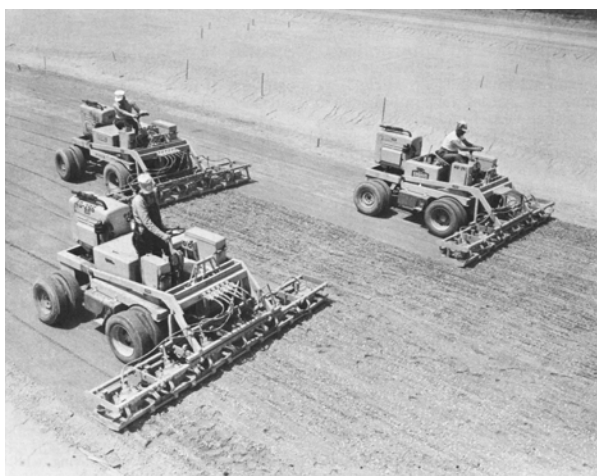


Figure 57. Compacting subbase.

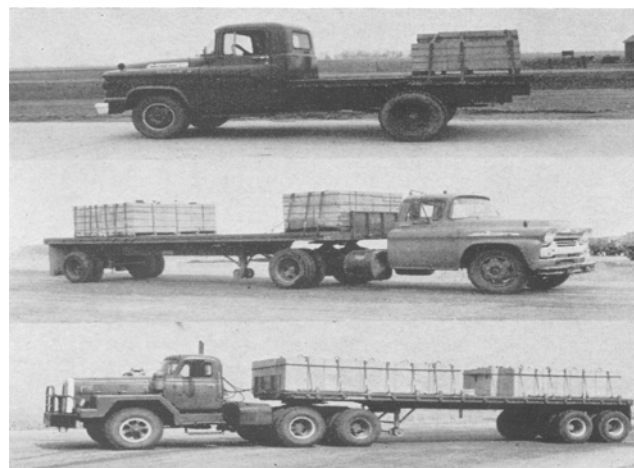


Figure 23. Test vehicles, showing typical axle arrangements and loadings.

Figura 1.2

Ilustraciones relativas al tramo AASHO donde se consideraron sólo un tipo de terreno de cimentación y configuraciones vehiculares de la época

Así entonces, los ábacos de diseño de esos métodos siempre estarán limitados, por ejemplo, en los niveles máximos de tránsito que se pueden manejar con buena confiabilidad (figura 1.3). Todo lo que se haga por arriba de los niveles que se consideraron en el tramo de prueba es pura extrapolación y, en cierto sentido, también sola especulación. Además, si aparecen nuevos materiales, y si nuevos equipos de construcción se desarrollan, la metodología tradicional no permite incorporarlos directamente; habría que volver a realizar nuevos tramos de prueba para calibrar, lo que vuelve un proceso poco eficaz y eficiente.

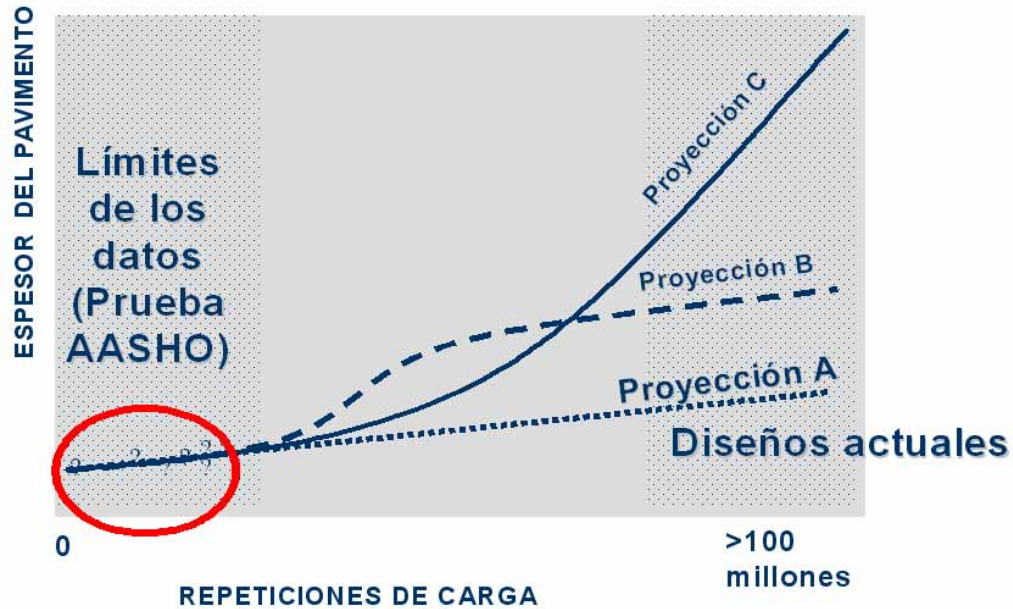


Figura 1.3

Esquema que ilustra los límites de utilización de los ábacos de diseño del método AASHTO actual

Por las razones expuestas, y muchas otras que iremos estableciendo, que el consenso internacional es hacia la utilización de metodologías mecanicistas, que discutiremos en el siguiente inciso.

1.2 ¿Qué contienen las metodologías mecanicistas?

Las metodologías mecanicistas pretenden tener un enfoque puramente científico, con un marco teórico suficiente que permita el análisis completo de la mecánica del comportamiento de un pavimento ante las acciones del clima y del tránsito vehicular. Esto es, un marco teórico en donde las propiedades fundamentales de los materiales se conocen, y se pueden determinar en laboratorio o en campo. Esta metodología facilita la predicción correcta de la evolución en el tiempo de los diferentes deterioros que se pudieran presentar y, por ende, aumentar en gran medida la confiabilidad de los diseños (figura 1.4).

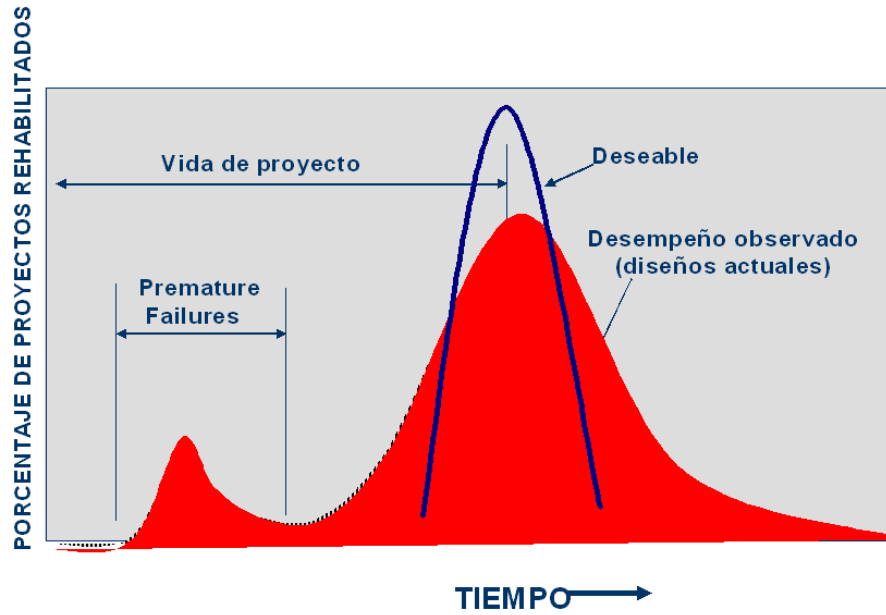


Figura 1.4

Gráfica que ilustra la mejora en la confiabilidad de los diseños que pueden ofrecer las metodologías mecanicistas

La figura 1.5 ilustra un esquema clave que permite comprender todos los componentes presentes en las metodologías mecanicistas.

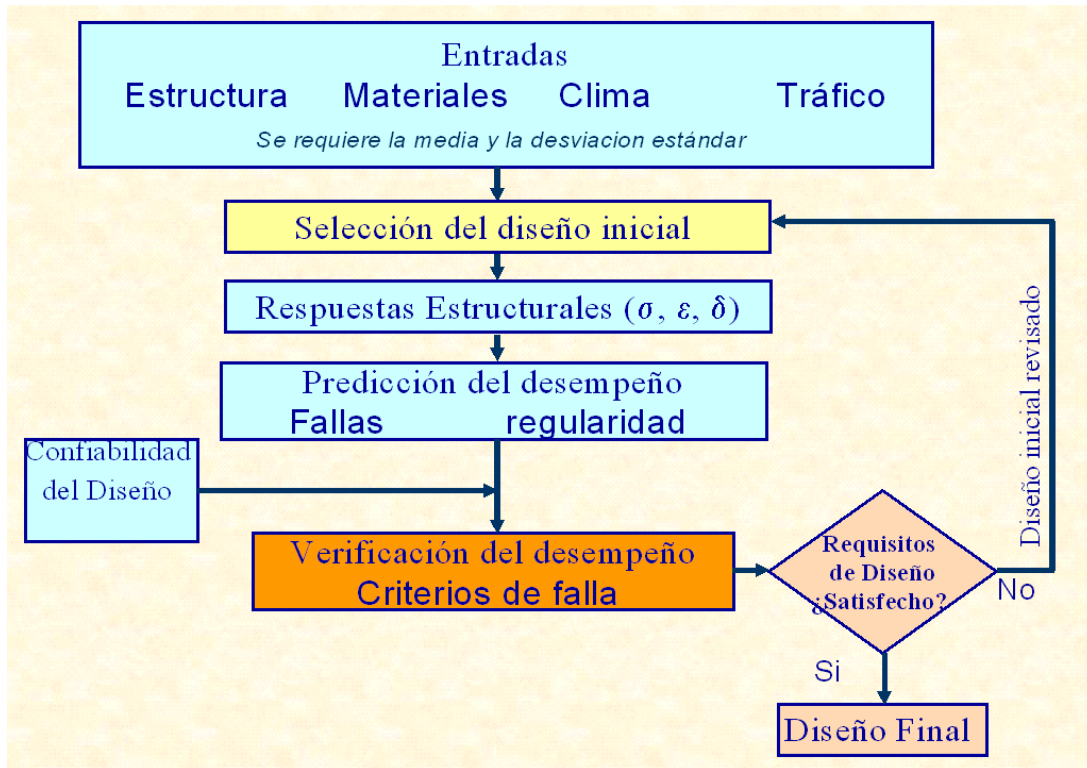


Figura 1.5
Componentes claves de las metodologías mecanicistas

Las componentes de entrada al proceso de diseño se refieren a la geometría de la estructura; básicamente son los espesores de cada capa, las propiedades de los materiales que conforman cada una de esas capas, que serán módulos dinámicos o resilientes, el tipo de clima del medio físico que atravesará la carretera, definido por precipitación y temperatura, y el nivel de tránsito vehicular definido ya sea en ejes equivalentes, o preferentemente a través de su correspondiente espectro de distribución de cargas, que veremos más adelante. La selección del diseño inicial consiste en una primera estimación de valores para esas componentes de entradas.

Definido el diseño inicial se procede al cálculo de lo que se va a llamar, las respuestas estructurales en la sección estructural del pavimento. Estas respuestas estructurales consisten en conocer la distribución de esfuerzos (σ), deformaciones unitarias (ϵ), y deflexiones (δ). El cálculo se realiza básicamente considerando al pavimento como un medio multicapas en donde el comportamiento de los materiales se basa en la teoría de la elasticidad.

A partir de la respuesta estructural en el pavimento, se calcula el nivel de daño esperado en el período de diseño para los diferentes tipos de deterioros que se pudieran presentar; estos deterioros pueden ser agrietamientos por fatiga, agrietamientos térmicos, deformaciones permanentes, escalonamiento en el caso de pavimentos de concreto y, finalmente, el nivel de regularidad medido a través del llamado Índice de Regularidad Internacional (IRI).

Una vez calculados los niveles de deterioro para el período de diseño se comparan con los valores máximos permitidos por el diseñador, que dependerán por supuesto del tipo de camino del que se trate. Para caminos de altas especificaciones, especialmente en caminos de cuota, la exigencia deberá ser mayor.

Como se aprecia en la figura 1.5 el proceso es iterativo, y se termina hasta lograr el cumplimiento de los requisitos de diseño.

Adicionalmente, el cálculo se puede realizar de modo determinista, suponiendo solamente un valor medio para todos los parámetros involucrados, o probabilista, agregando el valor de incertidumbre para cada variable, usando por ejemplo la desviación estándar.

2 Factores de entrada al proceso de diseño mecánico

2.1 Tránsito vehicular

El tránsito vehicular constituye la solicitud directa al sistema estructural que constituye el pavimento; es bajo el paso repetido de los vehículos que los pavimentos se deterioran. Su caracterización es fundamental, y a la vez muy compleja dada la gran distribución de tipos de vehículos y, por tanto, de cargas que se pueden encontrar en la actualidad (figura 2.1).



Figura 2.1

Imagen que ilustra la diversidad de vehículos y cargas que se pueden encontrar en la actualidad sobre una carretera

Para la caracterización del tránsito vehicular se puede utilizar la práctica común en México de transformarlo en un cierto número de ejes equivalentes sencillos duales de 8 t para el período de diseño, siempre y cuando logremos estar de

acuerdo con los factores de equivalencia a utilizar, ya que entre otras cosas, dependerán de cómo definamos esa equivalencia los factores serán diferentes en términos de agrietamiento por fatiga, o en términos de magnitud de roderas.

Lo que se propone es trabajar directamente con las configuraciones vehiculares y su correspondiente distribución de cargas por eje, a través del concepto de espectro de carga.

A manera de ejemplo, la figura 2.2 presenta un espectro de carga para los ejes sencillo y dual presentes en la configuración denominada T3-S2 en cierta estación de aforo. El espectro de carga se calcula a partir del cociente entre el número de un tipo de eje para un cierto nivel de carga y el número total ejes.

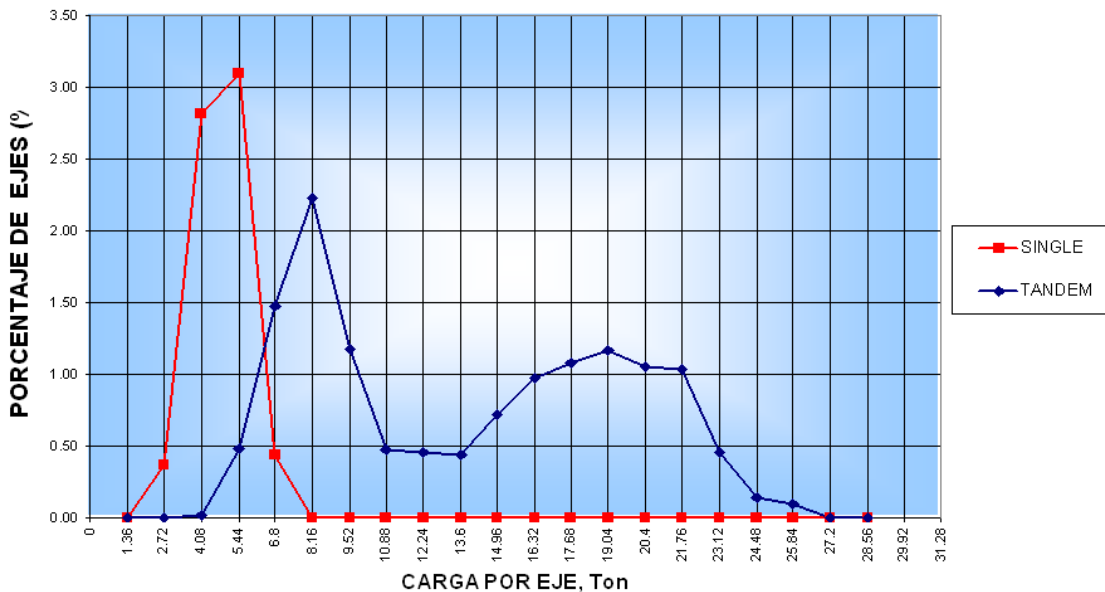


Figura 2.2

Espectro de carga para los ejes sencillo y dual de una configuración T3S2

Cada punto en el espectro de carga representa el porcentaje de ese tipo de eje que circula con cierto nivel de carga; los picos representan los mayores porcentajes de participación. En el caso de la figura 2.2, el eje sencillo presenta un sólo pico, que significa que los ejes sencillos de un T3-S2 circulan con un valor promedio de carga del orden de las 5 t, lo que representa un 3% de participación con respecto a la totalidad de ejes en la estación de aforo. En la misma figura y para los ejes tándem, se pueden observar dos picos, que equivalen a dos situaciones diferentes, por ejemplo, a cuando circulan vacíos y/o cargados.

Es también usual trazar los espectros de carga por tipo de eje, mezclando todas las clases de vehículos, como se ilustra en la figura 2.3, calculada considerando únicamente las cinco configuraciones de unidades de carga más comunes en México.

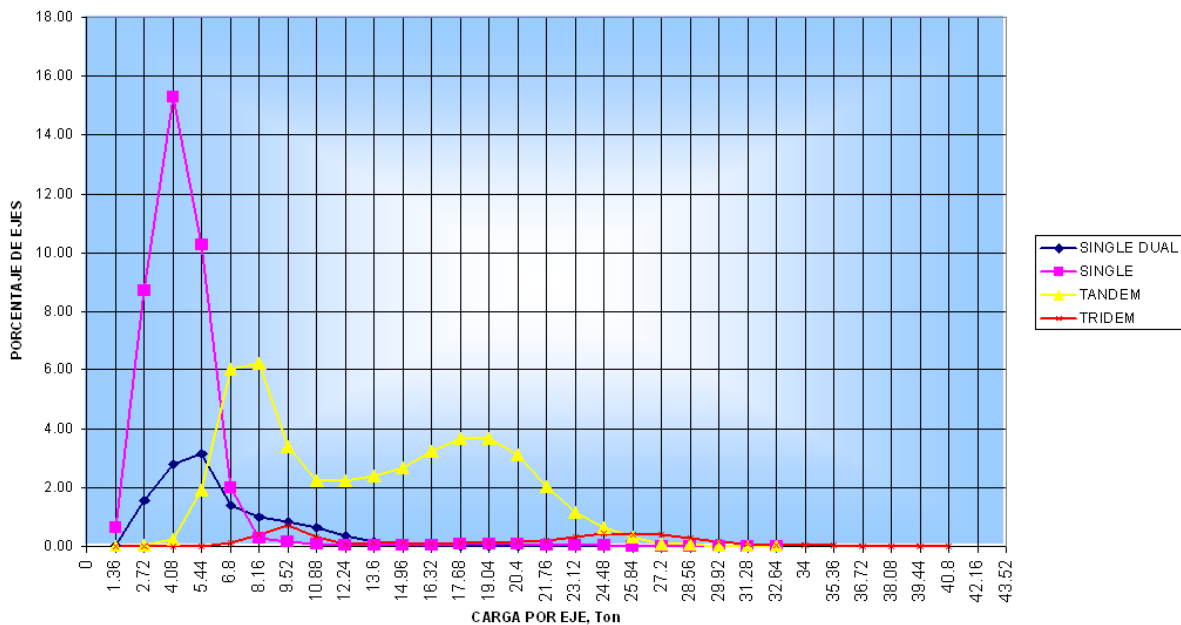


Figura 2.3

Espectros de carga para cada tipo de eje en una estación de aforo mezclando los cinco tipos de vehículos de carga más usuales en México

Se entiende que para fines de diseño el número de ejes a considerar se deberá calcular para el carril de diseño, utilizando los factores pertinentes de distribución vehicular por sentido de circulación y por carril.

La información relativa a la caracterización del tránsito vehicular se completa con los valores de las distancias entre ejes y entre llantas, la tasa anual de crecimiento, y el valor de la presión de inflado.

2.2 Caracterización de materiales

De una manera sencilla se puede decir que las propiedades fundamentales de los materiales que usualmente son parte de la sección estructural de un pavimento, se deben determinar a partir de ensayos de laboratorio de carga repetida.

Para el caso de las mezclas asfálticas, la propiedad se llama módulo dinámico, determinado según la norma ASTM D3497, en donde un espécimen cilíndrico se somete a pulsos repetidos de cierto esfuerzo cíclico, en condiciones de compresión no confinada. El módulo dinámico se calcula como el cociente entre el esfuerzo aplicado y la deformación unitaria elástica en cada ciclo de carga (figura 2.4).

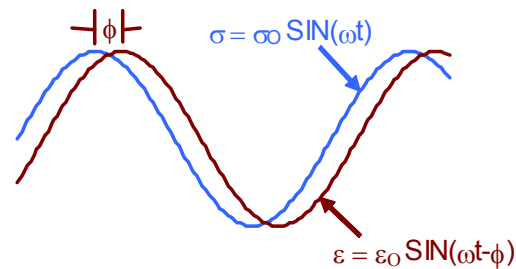


Figura 2.4

Montaje de un ensayo de módulo dinámico en mezclas asfálticas

El ensaye se deberá realizar para el rango de temperaturas esperado en el lugar, la velocidad de operación esperada, y para el diseño volumétrico de la mezcla seleccionado.

Para el caso del concreto hidráulico y materiales estabilizados, se requiere el valor del módulo de elasticidad tal y como se obtiene convencionalmente con la norma ASTM C469, y una estimación del valor de la resistencia a la tensión, ya sea obtenido a flexión (ASTM C78) ó en tensión indirecta (ASTM C496) (figura 2.5), a fin de determinar el módulo de ruptura de esa clase de materiales.

Para el concreto, también se requiere el valor del coeficiente de expansión térmica.

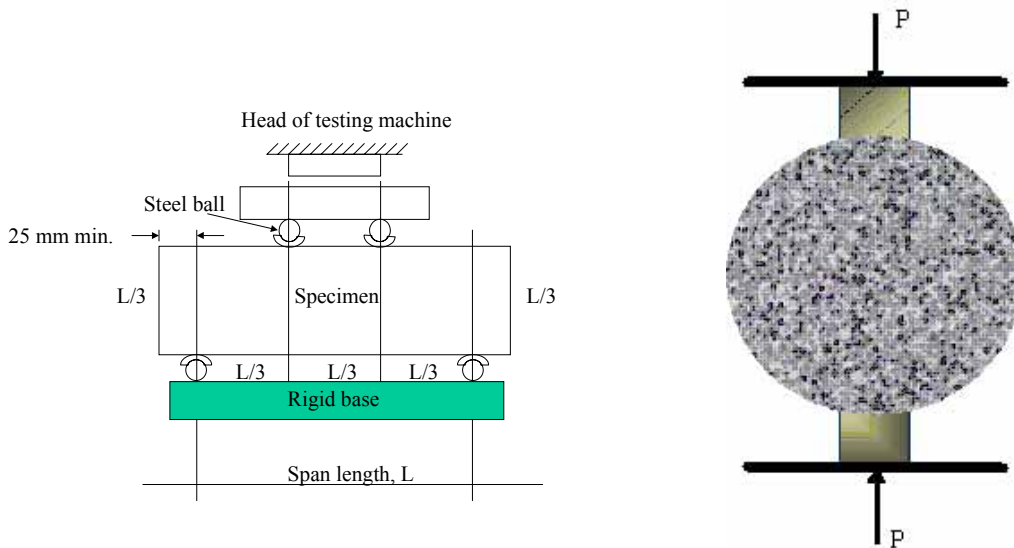


Figura 2.5

Esquema de los montajes en flexión y tensión indirecta para la determinación de la resistencia a la tensión de concretos hidráulicos y materiales estabilizados

Para suelos y materiales granulares, la propiedad de referencia es el módulo de resiliencia, que se ejecuta de acuerdo con la norma AASHTO T274, y cuyo

montaje se muestra en la figura 2.6. En este caso, la prueba se ejecuta por medio de un ensaye triaxial donde la presión de confinamiento es constante, y el esfuerzo desviador se aplica cíclicamente. El módulo de resiliencia se define como el cociente entre el esfuerzo desviador aplicado y la deformación unitaria elástica en cada ciclo de carga

Los ensayos de módulo de resiliencia se deben realizar en condiciones representativas de la colocación de los materiales en obra, como son las características de peso volumétrico, contenido de agua de compactación, método de compactación, granulometría, etc, ya que el ensaye es muy sensible a esas condiciones.

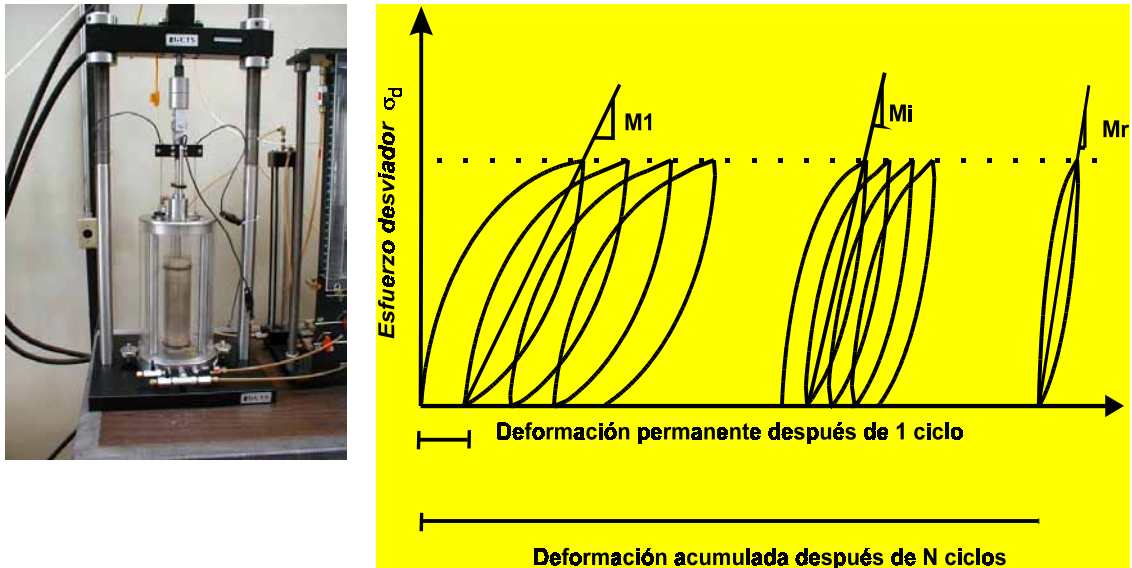


Figura 2.6

Ilustración de una cámara triaxial y el concepto de módulo de resiliencia

En todos los materiales se necesitarán los valores correspondientes a la relación de Poisson.

Basados en un estudio específico, los módulos mencionados se podrán estimar a partir de la medición de otros parámetros más comunes, como puede ser la resistencia a la compresión simple, o el valor relativo de soporte. Sin embargo, siempre será una mejor práctica la ejecución directa de los ensayos.

2.3 Factores climáticos

Los factores climáticos tienen su importancia, ya que las propiedades de los materiales descritas en el punto anterior dependen fuertemente de los valores de temperatura y humedad presentes en la sección estructural del pavimento.

Por ello es necesario conocer fundamentalmente la distribución en el medio físico en cuestión de la precipitación, humedad, temperatura, viento, radiación solar y ciclos hielo/deshielo. A partir de esos datos, y utilizando un modelo matemático apropiado que no es el caso describir aquí, se puede estimar la distribución de la temperatura y la humedad dentro del pavimento.

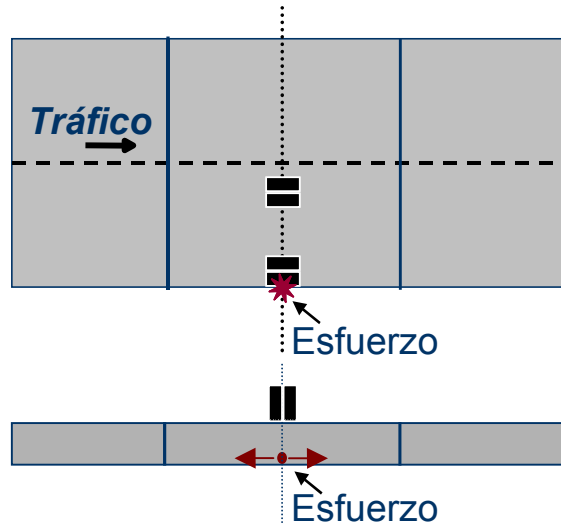
3 Análisis mecanicista de pavimentos de concreto

3.1 Modelos de deterioro

En pavimentos de concreto hidráulico, los deterioros que usualmente se consideran como esenciales, sin ser los únicos, son el agrietamiento por fatiga, el escalonamiento entre losas y los desprendimientos de bloque.

Para el caso del agrietamiento por fatiga, éste se puede propagar iniciando a partir del fondo de la losa o bien desde la superficie. El inicio del agrietamiento se debe al desarrollo de esfuerzos críticos de tensión en la losa de concreto en ciertas ubicaciones dentro del pavimento (figura 3.1).

a) Agrietamiento iniciando desde abajo



b) Agrietamiento iniciando en superficie

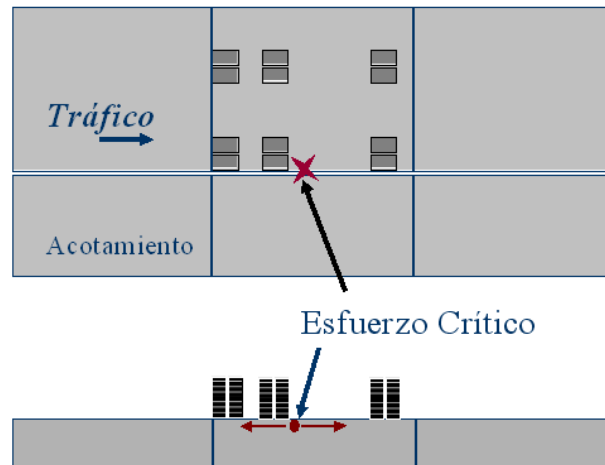


Figura 3.1

Tipos de agrietamiento por fatiga considerados en pavimentos de concreto

Los modelos de deterioro para el caso de agrietamiento por fatiga relacionan el número de repeticiones N admisible con el nivel de esfuerzos aplicado, usualmente empleando la relación de esfuerzos SR , definida como el cociente entre el esfuerzo σ de tensión máximo esperado en el fondo de la losa y el valor de la resistencia a la tensión del concreto medida con base en el módulo de ruptura Mr , es decir,

$$SR = \frac{\sigma}{Mr}$$

La forma matemática del modelo de deterioro, que se da sólo a manera de ejemplo, es del tipo

$$\log N = 2.81SR^{-1.22}$$

En donde las constantes dependen del tipo de concreto que se utilice; por ello se debe de validar para su aplicación en cada país.

Otro tipo de deterioro que se puede presentar es el escalonamiento entre juntas transversales, que es factible de asociar a una falta de transferencia de carga entre dos losas consecutivas, ya sea por escasez o ausencia de pasajuntas, bien por una capacidad de apoyo deficiente del material de base. Desde un punto de vista estructural, este tipo de deterioro se asocia a las deflexiones máximas que se pueden observar en las esquinas de las losas (figura 3.2).



a) Sin pasajuntas

b) Con pasajuntas

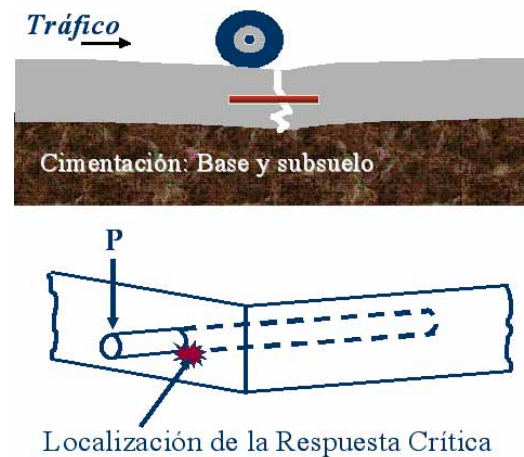
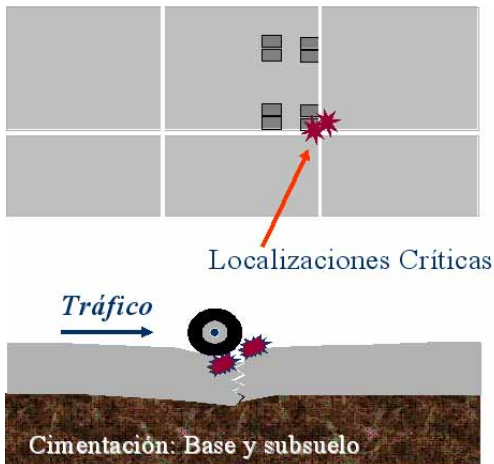


Figura 3.2

Respuestas estructurales asociadas al escalonamiento entre losas

Es usual explicar el escalonamiento a partir del fenómeno de bombeo, que se presenta cuando el material de base es erosionable, está saturado y la intensidad del tránsito vehicular es muy alta (figura 3.3).

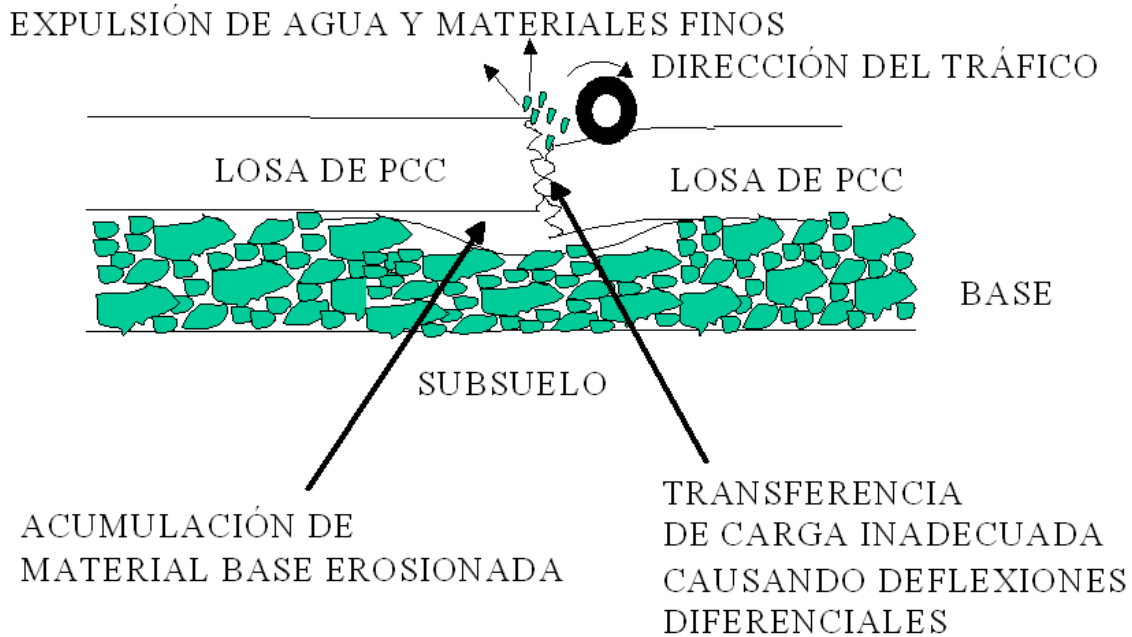


Figura 3.3

Esquema explicativo del fenómeno de bombeo en pavimentos de concreto

Los modelos matemáticos para calcular el nivel de escalonamiento hacen intervenir de forma empírica el valor de la deflexión δ en la esquina de losa; un factor **EROD** relacionado con el potencial de erosión del material; y un factor **W** con el agua libre presente; esto es

$$\text{Escalonamiento} = C \cdot \delta^a \cdot \text{EROD}^b \cdot W^c$$

donde **C** es una constante de ajuste, y **a, b, c** son los factores de correlación. Un factor fundamental lo juega el potencial de erosión de la base, que se puede estimar a partir de una clasificación subjetiva (tabla 3.1), establecida por la Asociación Mundial de Carreteras (PIARC).

Clase	Descripción
A (extremadamente resistente)	<ul style="list-style-type: none"> • Concreto hidráulico • Concreto asfáltico • Base permeable
B (muy resistente)	<ul style="list-style-type: none"> • Material granular tratado con cemento (5 %) • Material granular tratado con asfalto (4 %)
C resistente	<ul style="list-style-type: none"> • Material granular tratado con cemento (3.5%) • Material granular tratado con asfalto (3%)
D erosionable	<ul style="list-style-type: none"> • Material granular tratado con 2.5% de algún aditivo • Suelos estabilizados
E muy erosionable	<ul style="list-style-type: none"> • Materiales granulares no tratados

Tabla 3.1

Clasificación de materiales según su resistencia a la erosión, de acuerdo con la Asociación Mundial de Carreteras (PIARC).

Para el caso de pavimentos de concreto continuamente reforzados, un deterioro especial es el denominado desprendimiento de bloque, que se ilustra en la figura 3.4 en conjunto con los puntos críticos en donde se calculan los esfuerzos, y deformaciones de tensión.

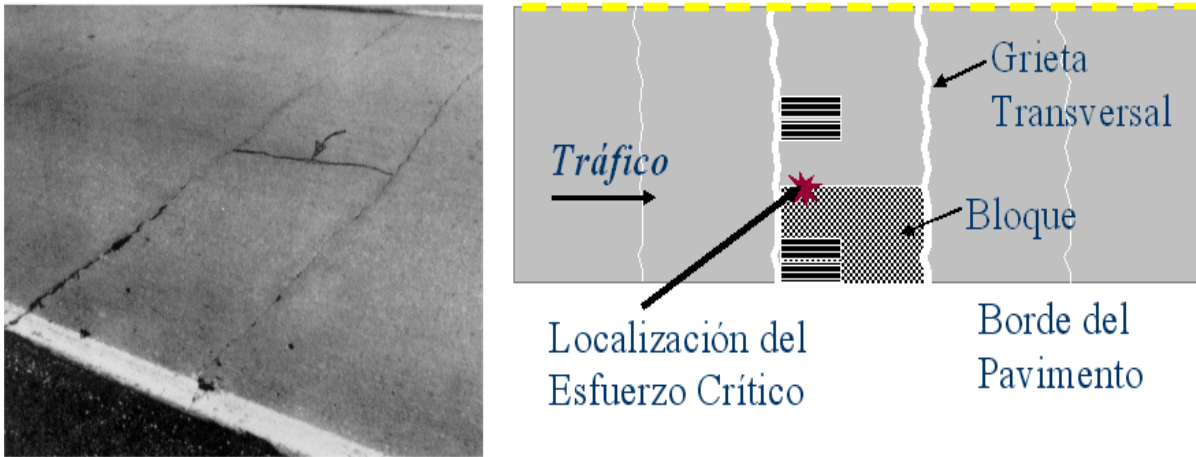


Figura 3.4

Puntos críticos en el cálculo de esfuerzos y deformaciones de tensión para el deterioro denominado desprendimiento de bloque

Los deterioros mencionados son inducidos por la carga repetida que provoca el tránsito vehicular. Existen, sin embargo, agrietamientos que se pueden generar por el alabeo de la losa de concreto por cambios de temperatura (figura 3.5), o cambios de humedad, y que conviene tenerlos en cuenta.

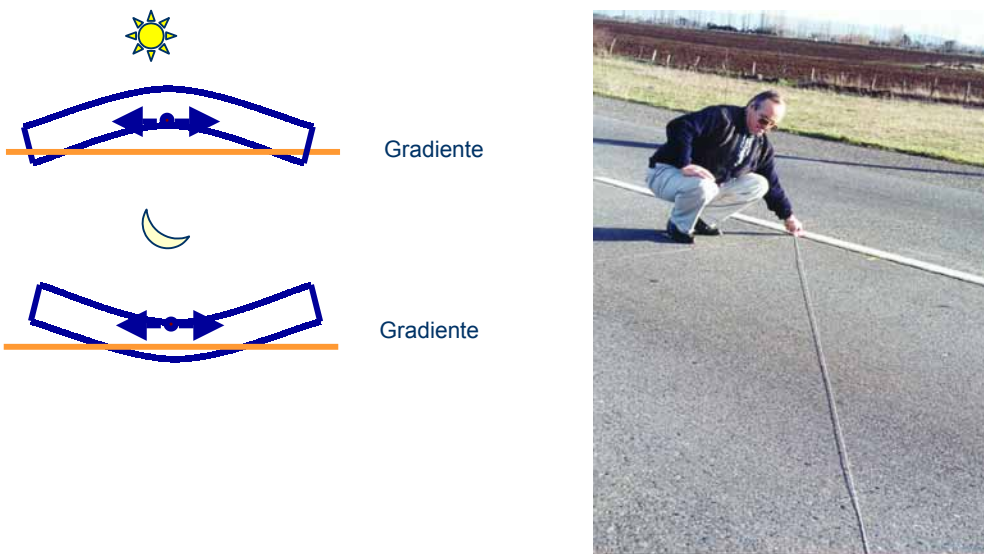


Figura 3.5

Esquema del fenómeno de alabeo por temperatura en pavimentos de concreto

3.2 Respuestas estructurales

Como se ha comentado, la estimación de la evolución de los distintos tipos de deterioro necesita del conocimiento del estado de esfuerzos y deformaciones en puntos clave dentro de la sección estructural de un pavimento de concreto.

Para ello se pueden utilizar, como es ya práctica común, las ecuaciones de Westergaard para el caso de una losa infinita, de cierto espesor y comportamiento elástico, apoyada sobre una cimentación modelada como un conjunto de resortes independientes, llamada cimentación de Winkler; en donde al valor de rigidez asociado a cada resorte se le denomina módulo de soporte. Las ecuaciones de Westergaard se presentan para casos de una carga aplicada al centro de la losa, otra en el borde y una más en las esquinas (figura 3.6).

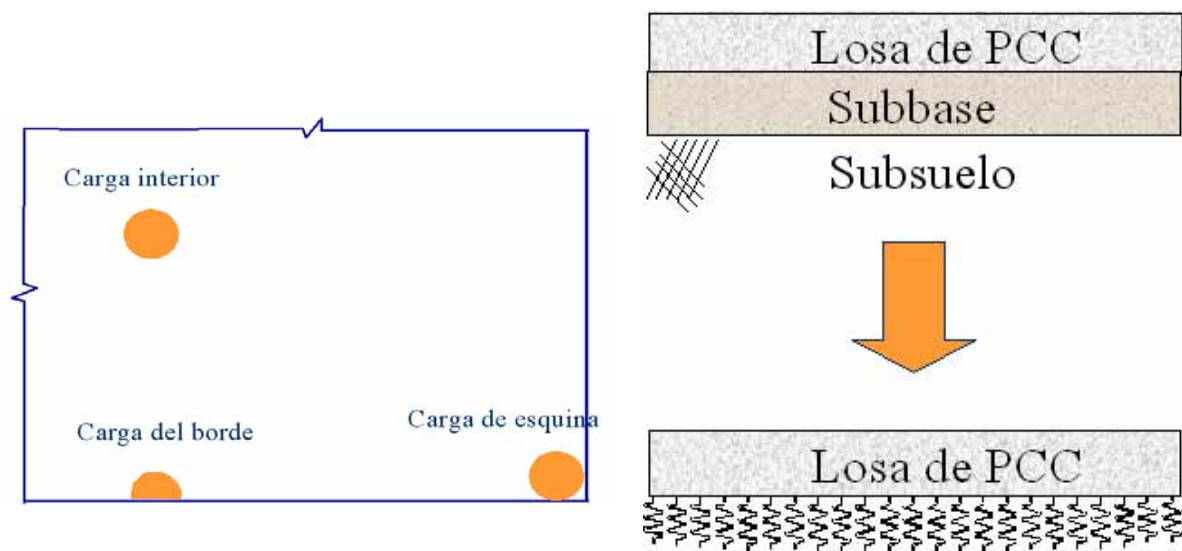


Figura 3.6

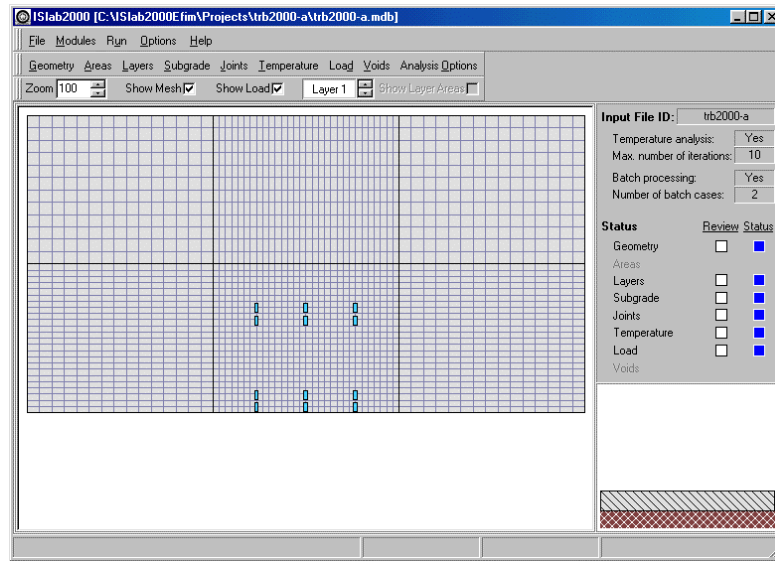
Esquema del modelo de Westergaard para el cálculo de esfuerzos y deformaciones en pavimentos de concreto

Por ejemplo, la ecuación de Westergaard para el cálculo de esfuerzos en el fondo de la losa, cuando una carga semicircular se coloca en uno de los bordes es del tipo:

$$\sigma_e = \frac{3(1+\mu)}{\pi(3+\mu)h^2} \left[\ln \frac{Eh^3}{100ka_2^4} + 3.84 - \frac{4\mu}{3} + 0.50(1+2\mu) \left(\frac{a_2}{l} \right) \right]$$

En donde **E** es el módulo de elasticidad del concreto y μ su correspondiente relación de Poisson; **h** el espesor de la losa; **a₂** el radio del semicírculo; **k** es el módulo de soporte de la cimentación y **l** el coeficiente de rigidez relativa de la losa. Del mismo modo existen ecuaciones para el cálculo de deflexiones, esfuerzos por alabeo, etc, que se pueden encontrar fácilmente en muchas otras referencias especializadas; por ello no se mencionan en esta publicación.

Además, la disponibilidad de procesadores de alta velocidad en los equipos de cómputo permite el uso de métodos numéricos sofisticados, como el método de los elementos finitos, que pone a disposición diversos software muy amigables que permiten el análisis estructural de pavimentos de concreto en una forma rápida y confiable (figura 3.7).



Deflections

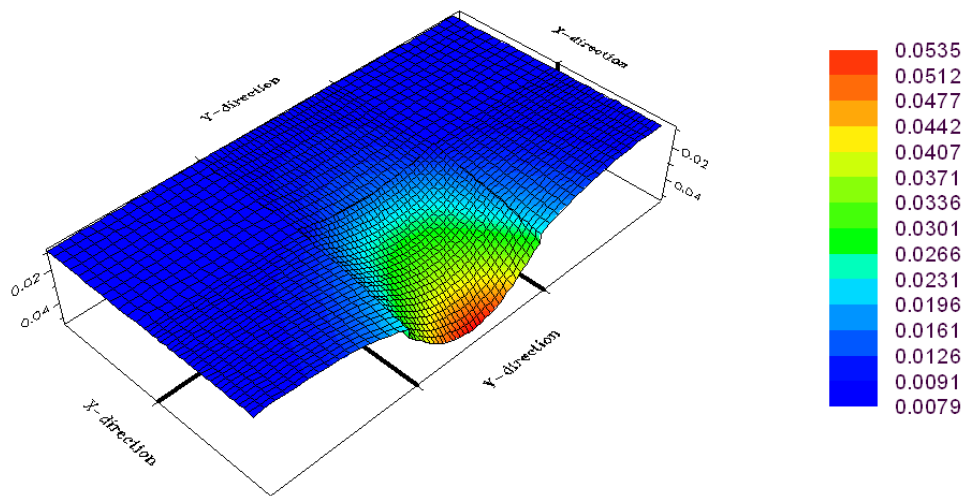


Figura 3.7

Imágenes de la ventana de entrada y presentación de resultados de un software de elementos finitos para el análisis estructural de pavimentos de concreto

Una vez que se dispone de las herramientas para calcular esfuerzos y deformaciones, se pueden realizar análisis de casos particulares para conocer la sensibilidad de esa respuesta estructural a la variación de los distintos parámetros de diseño.

A manera de ilustración, en las figuras 3.8 a 3.13 se presenta la influencia en los niveles de esfuerzos de tensión en el fondo de una losa de concreto, para una carga localizada en el borde de los parámetros de diseño más importantes en este tipo de estructuras. Del análisis de tales figuras, el lector puede analizar, a manera de ejercicio, rápidamente cuáles de las variables parecen tener más influencia en los valores de esfuerzo calculado. En cada una de esas figuras se presentan tres curvas, que corresponden a cálculos para condiciones de carga vehicular, de alabeo por temperatura, y el efecto combinado de ambas.

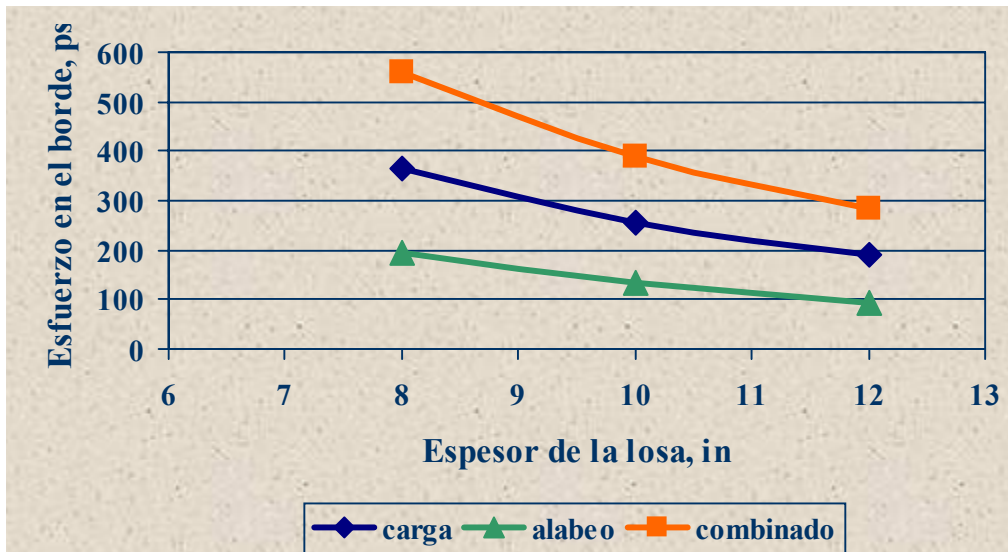


Figura 3.8

Influencia del espesor de la losa en los valores del esfuerzo de tensión en el fondo de la losa para una carga ubicada en el borde

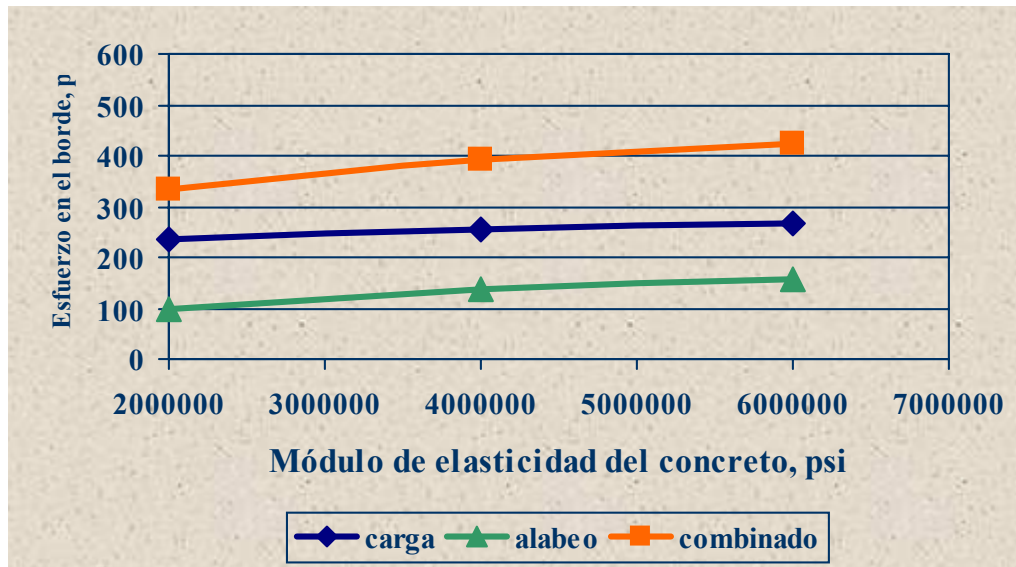


Figura 3.9

Influencia del módulo de elasticidad del concreto en los valores del esfuerzo de tensión en el fondo de la losa para una carga ubicada en el borde

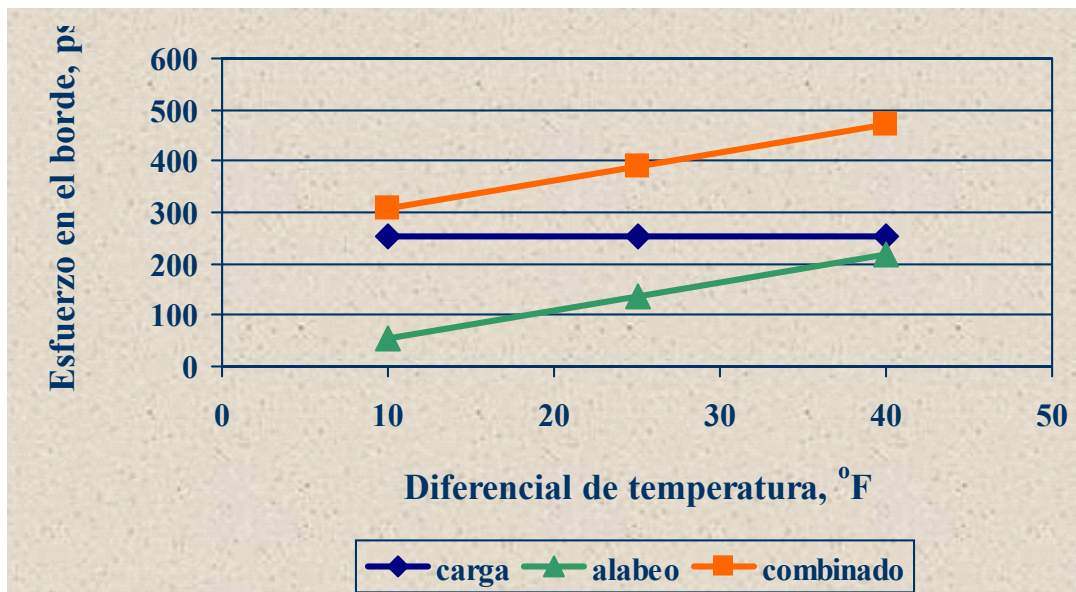


Figura 3.10

Influencia del diferencial de temperatura en los valores del esfuerzo de tensión en el fondo de la losa para una carga ubicada en el borde

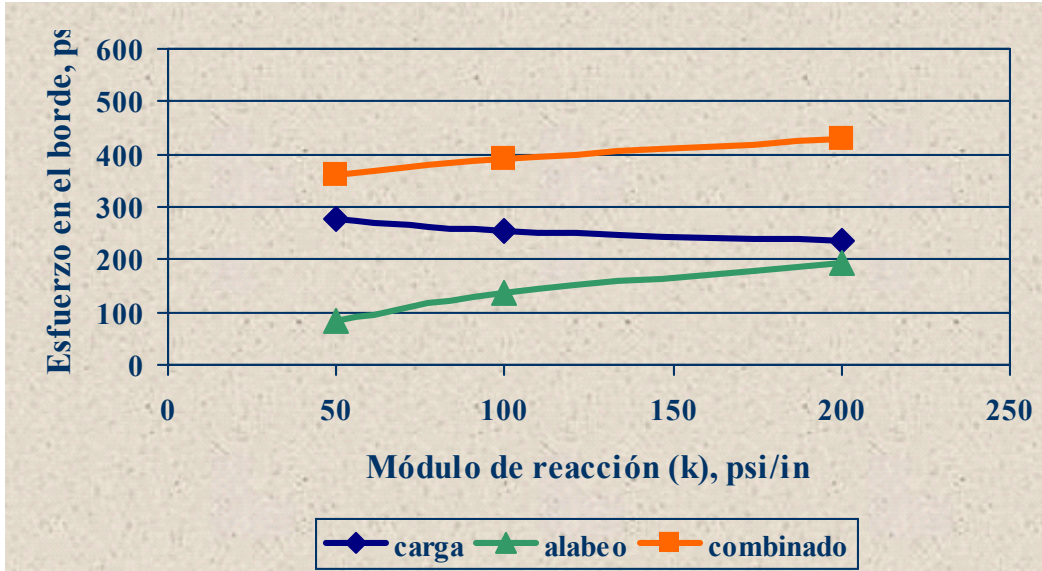


Figura 3.11

Influencia del módulo de reacción del terreno de apoyo en los valores del esfuerzo de tensión en el fondo de la losa para una carga ubicada en el borde

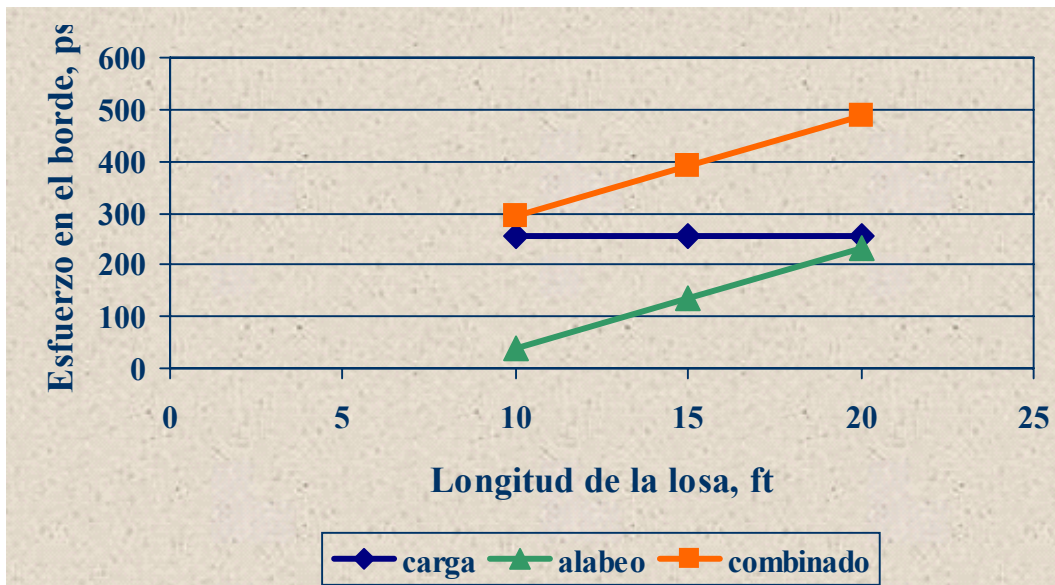


Figura 3.12

Influencia de la longitud de la losa en los valores del esfuerzo de tensión en el fondo de la losa para una carga ubicada en el borde

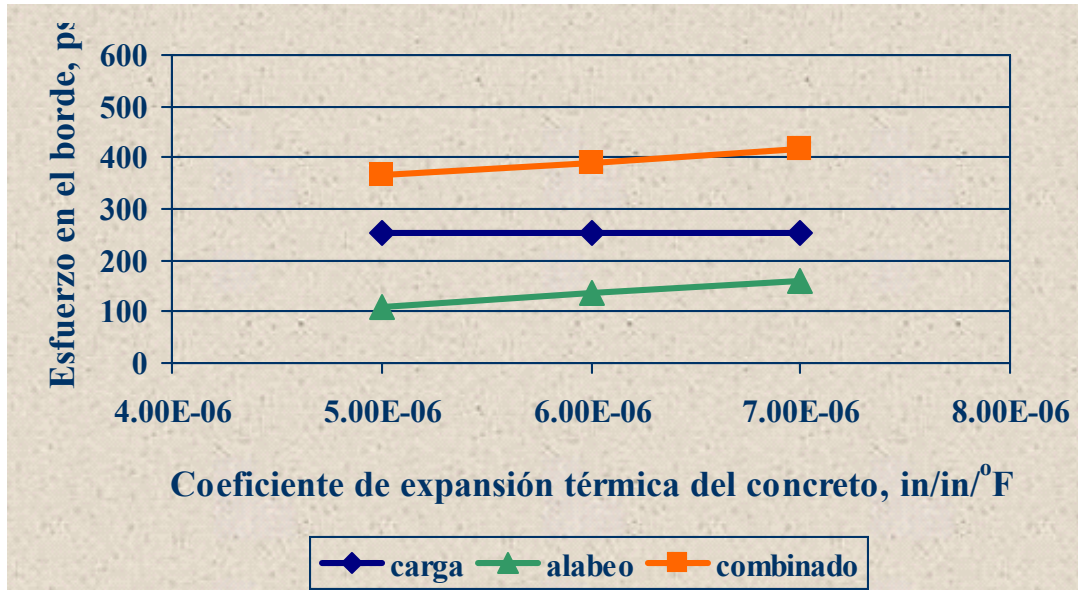


Figura 3.13

Influencia del coeficiente de expansión térmica del concreto en los valores del esfuerzo de tensión en el fondo de la losa para una carga ubicada en el borde

3.3 Modelos de regularidad superficial

En las metodologías mecanicistas que se están describiendo, el aspecto último que tenemos que cumplir es el nivel de funcionalidad del pavimento, medido en términos de la regularidad de la superficie por medio del Índice de Regularidad Internacional, IRI, (ASTM E1926). Todos los deterioros mencionados anteriormente se traducen en afectaciones a los valores de IRI en la superficie del pavimento.

La forma del modelo de regularidad es la que se ilustra en la figura 3.14, en donde se aprecia la evolución en el tipo de los valores de IRI en un pavimento, el valor máximo permitido se fija de acuerdo con la práctica del responsable de la gestión de la conservación de la red carretera, de que se trate.

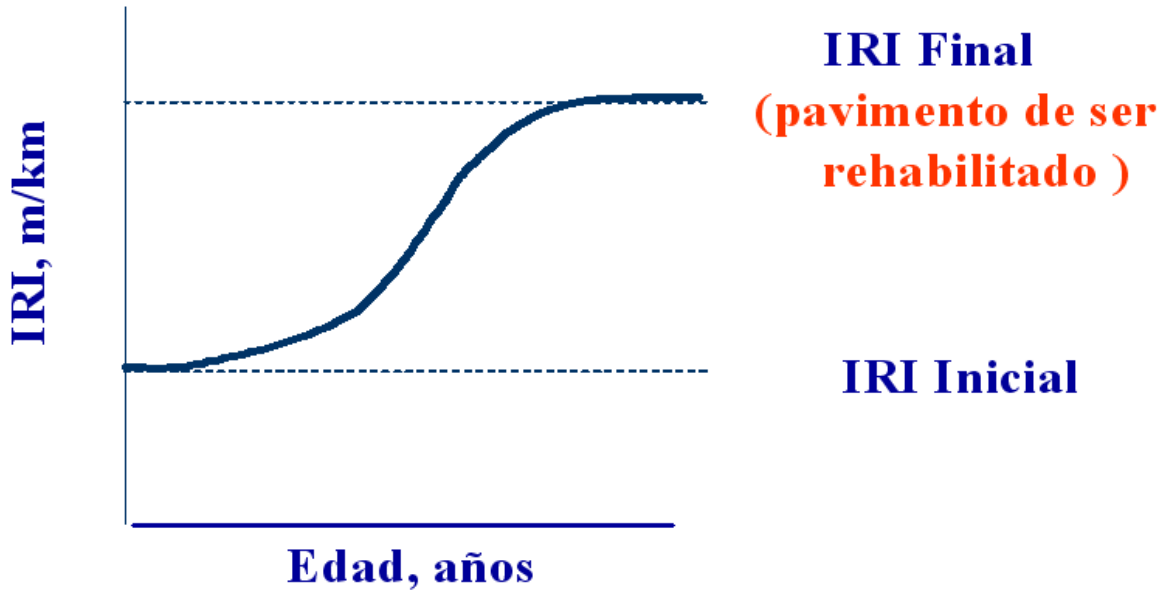


Figura 3.14

Forma típica de evolución del IRI en un pavimento

Usualmente se considera que el *IRI* aumenta gradualmente a partir de cierto valor inicial IRI_0 , y se va incrementando en parte debido los deterioros superficiales D_j ; también en parte existen reducciones por actividades de mantenimiento M_j y también contribuye a los valores de *IRI* una serie de factores relacionados con el sitio FS_j , como pueden ser la presencia de depósitos de suelos expansivos, o susceptibles a las heladas; matemáticamente esto se escribe:

$$IRI(t) = IRI_0 + a_j D_j(t) + b_j M_j + c_j FS$$

Ya caso particular de lo anterior, se pueden encontrar en la literatura especializada modelos como el siguiente

$$IRI = IRI_0 + 0.013 * \%Agrietamiento + 0.001 * Escalonamiento + 0.03 * FS$$

En donde **FS** es la variable relacionada con los factores de sitio que se puede relacionar con la edad de pavimento, algún Índice de Congelamiento **IC** y el porcentaje de arcilla, o partículas de suelo menores a 0.075 mm en la forma:

$$FS = Edad * (1 + IC)^{1.5} * (1 + \%Arcilla) * 10^{-6}$$

Las ecuaciones anteriores son sólo ejemplos de la forma matemática que puede tomar el modelo de evolución de la regularidad en un pavimento; lo importante es el concepto, sin olvidar que para una aplicación particular se debe desarrollar para cada región, un modelo propio.

4 Análisis mecanicista de pavimentos asfálticos

4.1 Modelos de deterioro

En pavimentos asfálticos, los principales deterioros se asocian a fenómenos de agrietamiento y deformación permanente.

El agrietamiento puede tener a su vez distintos orígenes, el más considerado es el generado por la aplicación de cargas repetidas que induce la fatiga del material (figura 4.1), donde la carga repetida la puede inducir el tránsito vehicular (propagación ascendente), o los ciclos de temperatura existentes en el sitio (propagación descendente).

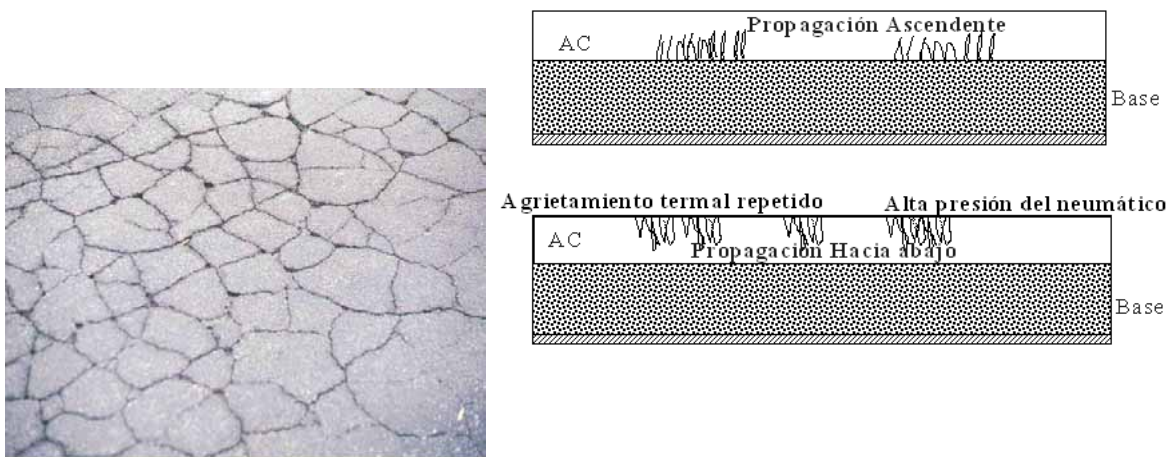


Figura 4.1
Esquema de generación del agrietamiento por fatiga

Las propiedades de fatiga de la mezcla asfáltica se determinan a partir de ensayos de flexión (figura 4.2), o de tensión indirecta en mezclas asfálticas.

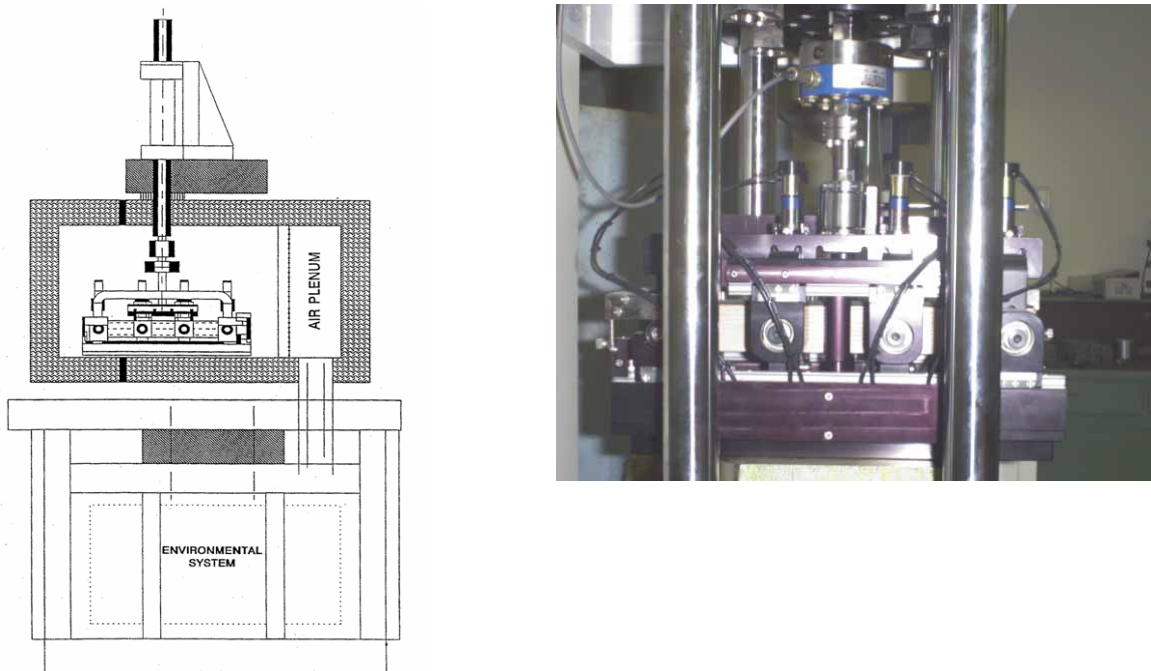


Figura 4.2
Diagrama de un ensayo de flexión en mezclas asfálticas

En estos ensayos es usual relacionar el número de repeticiones permisible N_f para limitar el agrietamiento por fatiga, que depende de los niveles de la deformación unitaria de tensión máxima ε_t que se genera, con expresiones matemáticas del tipo:

$$N_f = k_1 \varepsilon_t^{k_2} E^{k_3}$$

Donde E es el módulo dinámico de la mezcla, y k_1, k_2 y k_3 son las constantes de regresión del ajuste realizado a partir de los datos disponibles. La resistencia a la fatiga se mejora por aspectos de calidad de la misma mezcla asfáltica, por ejemplo

a través de los valores de E , o mediante la interacción con las otras capas del pavimento con base en los valores de ε_i .

Para el caso del agrietamiento causado por ciclos térmicos, es común encontrar leyes de fatiga del tipo

$$N_T = k_4 \sigma_T^{k_5}$$

Donde σ_T es el esfuerzo de tensión máximo que puede generarse por los cambios de temperatura, y N_T el número de repeticiones admisible antes de que se produzca la grieta.

También es cierto que ante una baja extrema de la temperatura, se pueden generar esfuerzos de tensión que conducen a un agrietamiento sin necesidad de tener ciclos térmicos. Esto se ilustra en la figura 4.3, en donde se ilustra un punto crítico en donde los esfuerzos de tensión generados alcanzan el límite permisible.

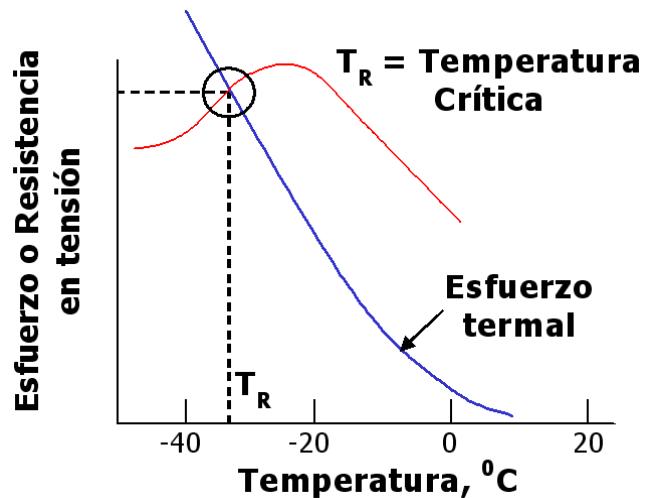


Figura 4.3

Esquema de generación de agrietamiento por un evento de baja temperatura

También están presentes en los pavimentos asfálticos los deterioros inducidos por las deformaciones permanentes, que se manifiestan en superficie a través de la formación de roderas (figura 4.4).



Figura 4.4

Imágenes de deformaciones permanentes en pavimentos flexibles

Las deformaciones permanentes se originan por la compresión y consolidación del material ante la acción de los esfuerzos normales y cortantes, transmitidos por el flujo vehicular. Por ello, los ensayos asociados involucran especímenes sometidos a condiciones triaxiales, o cortantes (figura 4.5).

a) Condiciones triaxiales

b) Corte simple

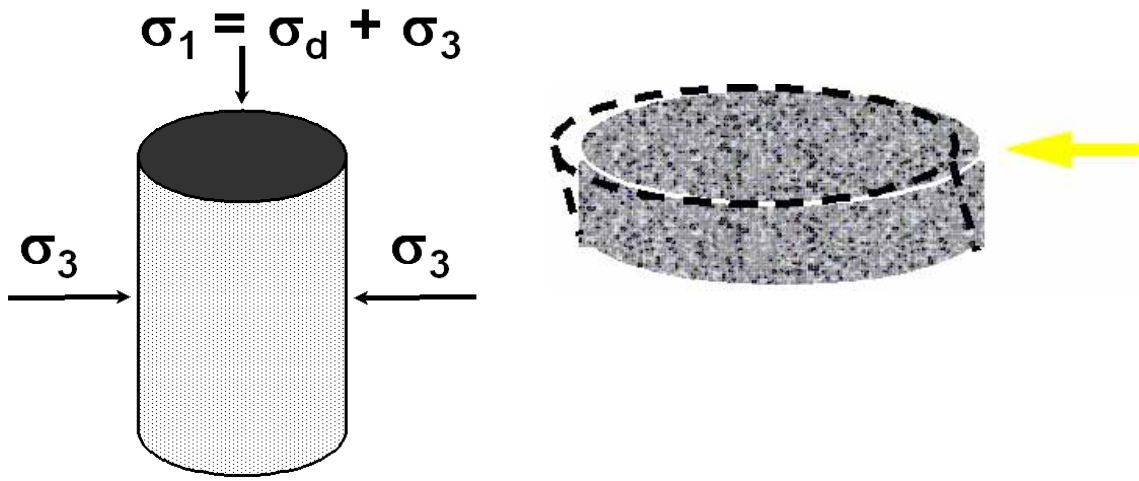


Figura 4.5

Mecanismos de ensaye usuales en el estudio de deformaciones permanentes en mezclas asfálticas

En la figura 4.6 se ilustra cómo la deformación permanente se acumula con las repeticiones de carga.

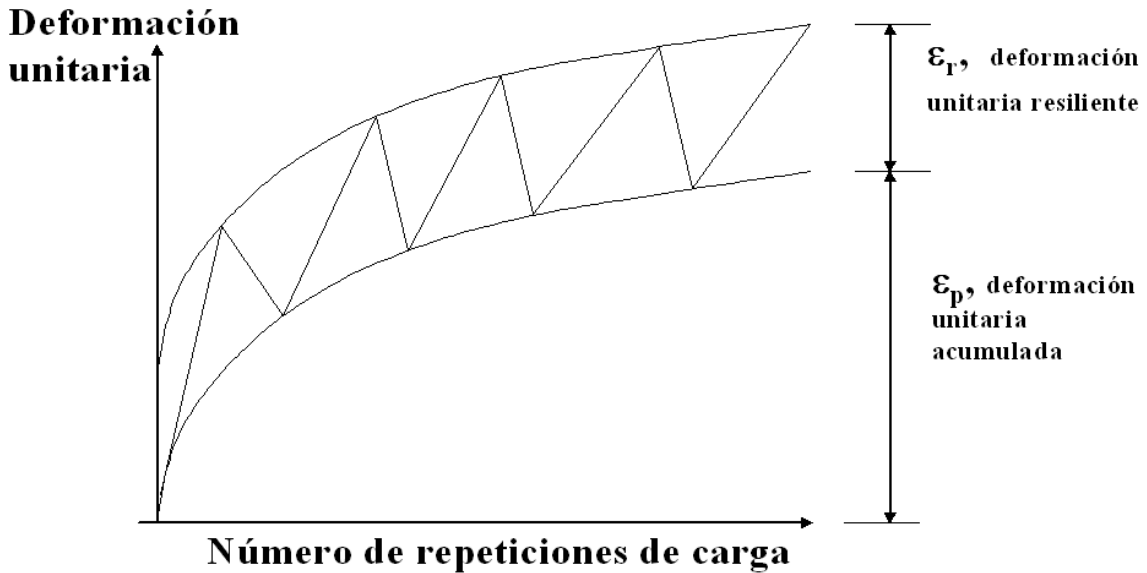


Figura 4.6

Acumulación de la deformación permanente

Los modelos de deformación permanente para mezclas asfálticas pueden ser del tipo que se muestra en la ecuación:

$$\text{Log}\varepsilon_p = a + b\text{Log}N$$

en donde ε_p es la magnitud de la deformación unitaria acumulada con el número de repeticiones N .

La deformación permanente que observamos en la superficie de rodamiento, es la suma acumulada de la contribución de todas las capas de la sección estructural en un pavimento. Sin embargo, es práctica común para fines de diseño, que la componente principal se debe al terreno de cimentación, y que la que resulta de las otras capas se puede controlar con una buena selección de materiales y excelentes prácticas constructivas. Por ello es usual el que aparezcan expresiones del tipo:

$$N = k_6 \varepsilon_c^{k_7}$$

en donde se utiliza el valor de la deformación unitaria máxima de compresión ε_c a nivel de la subrasante y del terreno de cimentación, siendo k_6 y k_7 otras constantes de ajuste, las mismas se deben determinar a partir de un programa de laboratorio bien definido, y a partir de mediciones en tramos reales.

4.2 Respuestas estructurales

Para el cálculo de las respuestas estructurales (esfuerzos, deformaciones y deflexiones) en la sección estructural de un pavimento flexible, se considera una serie de puntos críticos a fin de calcular los valores más desfavorables. La práctica más común consiste en fijar un punto para estimar el agrietamiento por fatiga de la mezcla asfáltica en el contacto con la capa de base, y otro punto crítico para el cálculo de deformaciones permanentes situado en la parte superior de las terracerías o terreno de cimentación, tal y como se ilustra en la figura 4.7 en tres estructuras usuales.

El cálculo se realiza a través de la teoría de Burmister para medios elásticos estratificados, en donde el material se caracteriza por su módulo de elasticidad y por la relación de Poisson. Para la mezcla asfáltica, el módulo que se debe emplear es el dinámico, y para suelos y materiales granulares, el módulo resiliente.

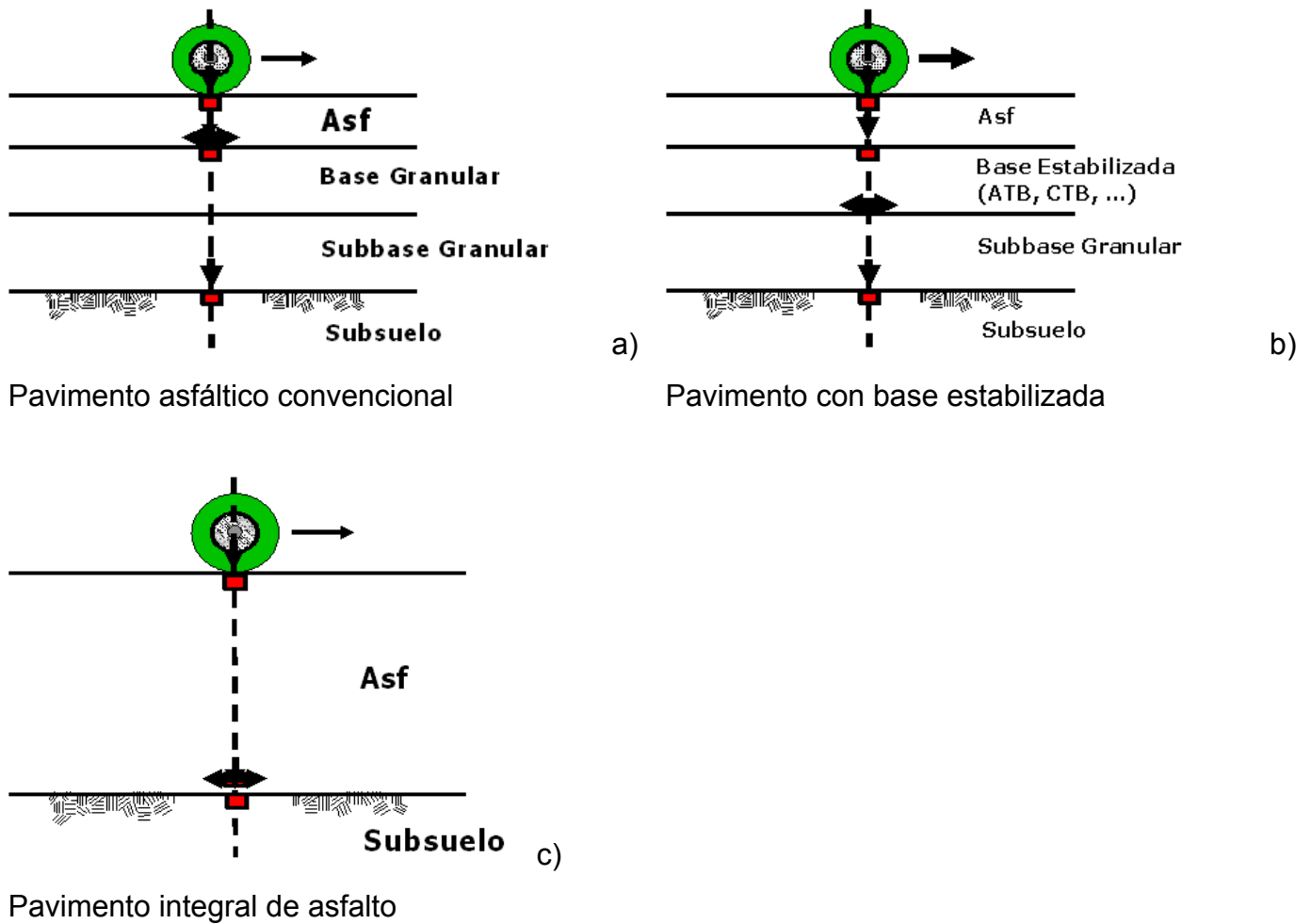


Figura 4.7

Ubicaciones de puntos críticos para el calculo de respuestas estructurales en pavimentos

A manera de ejemplo, para un pavimento convencional se observa usualmente que las deflexiones medidas en la superficie o las deformaciones unitarias, sean de tensión ó compresión, aumentan al disminuir el espesor de la carpeta (figura 4.8), o al disminuir el módulo dinámico de ésta (figura 4.9), o al disminuir el módulo de la base granular (figura 4.10), o el del terreno de cimentación (figura 4.11).

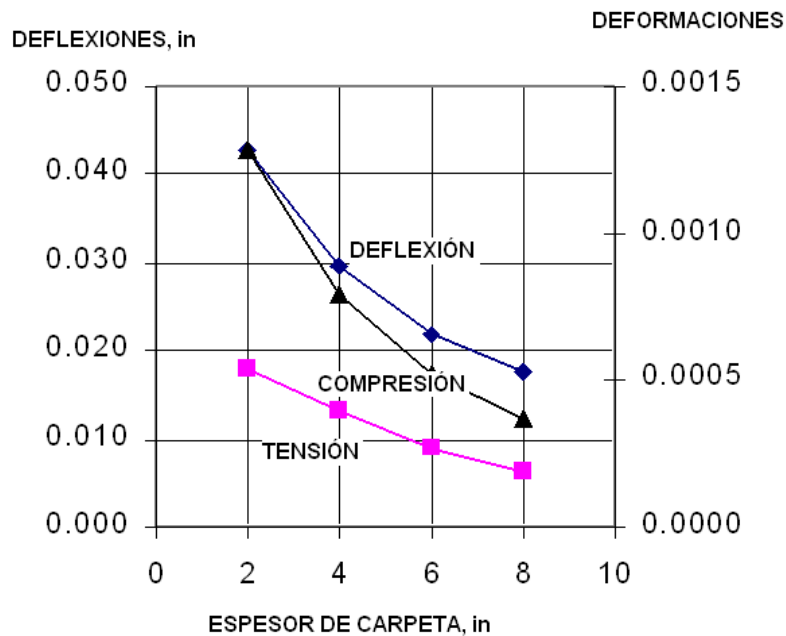


Figura 4.8

Influencia del espesor de carpeta en la respuesta estructural de un pavimento flexible convencional

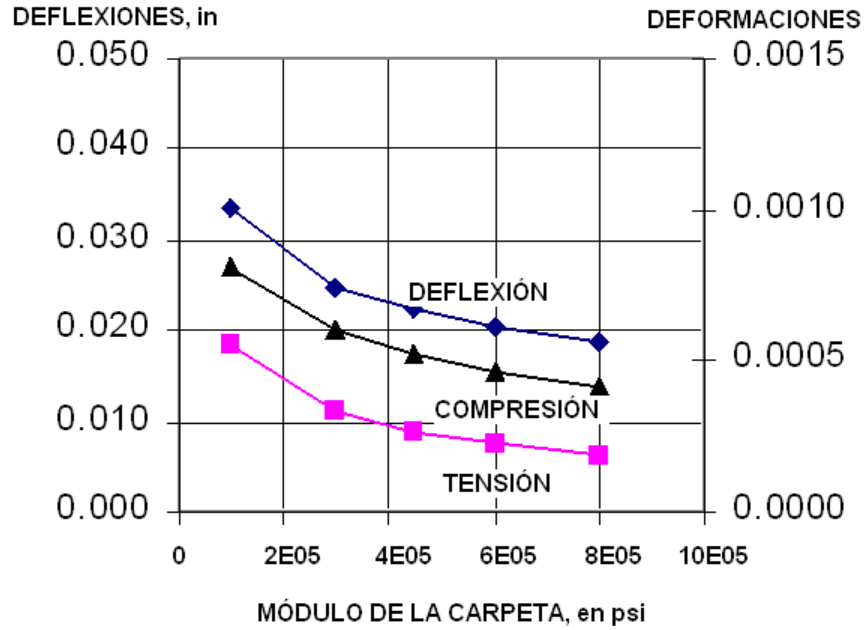


Figura 4.9

Influencia del módulo de la carpeta en la respuesta estructural de un pavimento flexible convencional

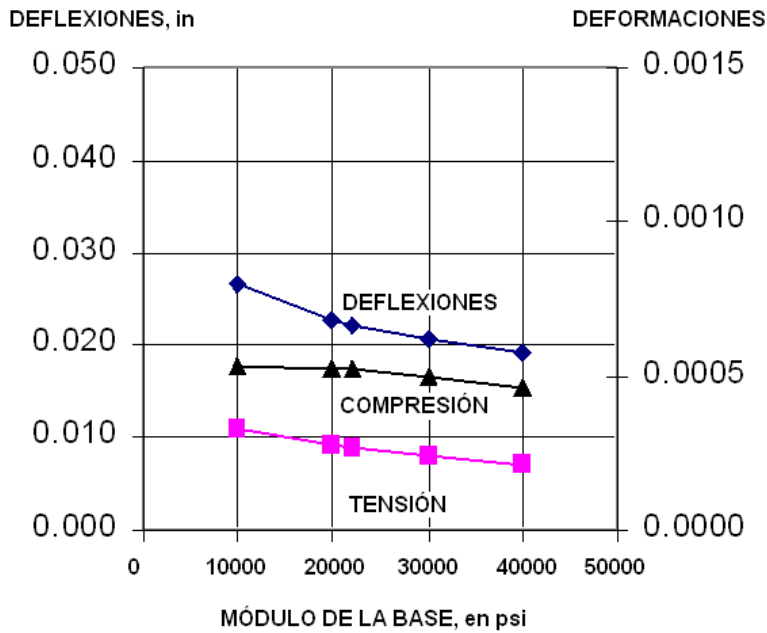


Figura 4.10

Influencia del módulo de la base en la respuesta estructural de un pavimento flexible convencional

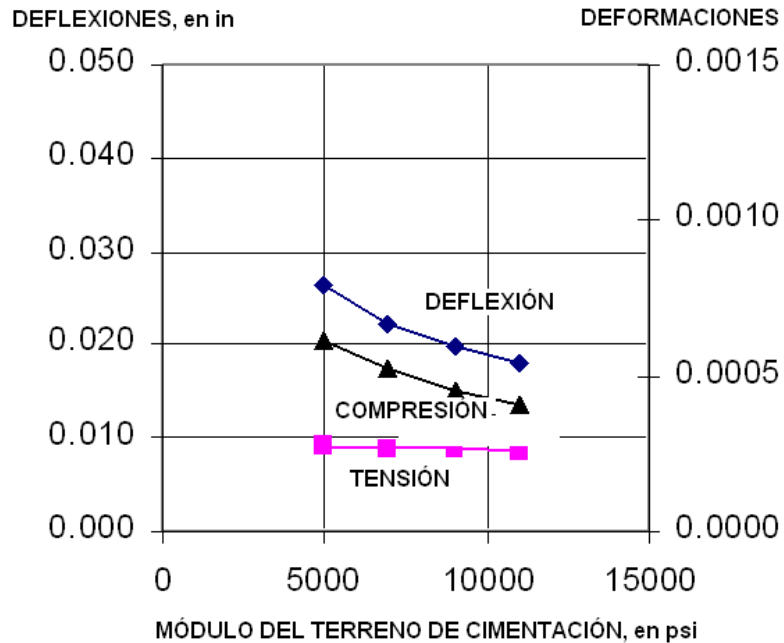


Figura 4.11

Influencia del módulo del terreno de cimentación en la respuesta estructural de un pavimento flexible convencional

4.3 Modelos de regularidad superficial

Al igual que en el caso de los pavimentos de concreto, todos los deterioros presentes se van a reflejar en la medida de la regularidad superficial, medida a través del Índice de Regularidad Internacional (IRI). Así pues, el nivel de IRI inicial será un factor esencial, ya que mientras mejor condición inicial se tenga, el desempeño posterior se verá beneficiado durante la vida de proyecto.

Para establecer el modelo de regularidad se considera que el cambio de IRI en el tiempo se deberá a una serie de factores distintos. Se dice entonces, que una parte del cambio esperado en el IRI inicial resultará de los deterioros superficiales

mencionados (ΔIRI_D); otra parte será por efecto de la helada (ΔIRI_H), cuando este presente; y una parte más por los cambios volumétricos del terreno de cimentación ante los de humedad, que será notada como ΔIRI_{TC} ; de modo que se puede escribir una relación matemática del tipo:

$$IRI = IRI_0 + \Delta IRI_D + \Delta IRI_H + \Delta IRI_{TC}$$

La expresión particular de la relación anterior dependerá de la estructuración del pavimento asfáltico, ya que dado su carácter empírico será si el pavimento es convencional, integral de asfalto, o si la base está estabilizada. La determinación para cada región de una ecuación propia es necesaria.

5 Conclusiones

Los conceptos mecanicistas mencionados en este trabajo se aplican tanto a pavimentos nuevos como existentes, y se considera el caso de rehabilitaciones utilizando sobrecarpetas. Al final, se trata el análisis estructural de un pavimento, visto como un medio multicapas en donde cada una puede representar una carpeta, o una sobrecarpeta. Lo importante es la consideración de los tipos de deterioro que suelen presentarse, y el conocimiento de las leyes de fatiga o deformación permanente correspondientes.

Como se expresó capítulos atrás, la idea fundamental es la de garantizar el desempeño del pavimento a lo largo de su vida de proyecto. Esto significa afirmar que los niveles de agrietamiento, deformación permanente, escalonamiento, regularidad superficial, etc, se mantendrán dentro de un rango ideal, que dependerá de la importancia de la red carretera de que se trate.

Por supuesto, que la implementación de los conceptos anteriores no es inmediata, ya que necesita entre otras cosas, de la disponibilidad de equipo modernos de laboratorio y campo, que permitan la evaluación de las propiedades que son necesarias, pero sobre todo, y quizás lo más importante que se requiere, la calibración y validación de los modelos de deterioro. Esto significa la conveniencia de monitorear tramos de pavimentos representativos en México, que permitan determinar los coeficientes de ajuste necesarios a fin de predecir, con la confiabilidad requerida, la evolución de los niveles de agrietamiento, deformación permanente, etc. Lo anterior necesita disponer de una base de datos representativa con al menos cuatro o cinco años de mediciones.

Es por ello que se requiere un programa permanente de monitoreo de las redes carreteras, federal ó estatal, lo que en parte se puede lograr con la implementación de sistemas de gestión de la conservación, que ya se realizan en México.

Bibliografía

AASHTO. *Supplement to the AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. Part II—Rigid Pavement Design and Rigid Pavement Joint Design*. Washington, DC (1998).

Ahlborn, G. “Elastic Layered System with Normal Loads,” The Institution of Transportation and Traffic Engineering, University of California at Berkeley (1972).

Barenberg, E J y M R Thompson. *Calibrated Mechanistic Structural Analysis Procedures for Pavements, Phase 1, NCHRP, Project 1-26*. National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board. Washington, DC (1990).

Barenberg, E J y M R Thompson. *Calibrated Mechanistic Structural Analysis Procedures for Pavements, Phase 2, NCHRP, Project 1-26*. National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board. Washington, DC (1992).

Boussinesq, V J “Application des potentiels a l’étude de l’équilibre et du mouvement des solides elastiques avec les notes etendues sur divers points de physique, mathematique et d’analyse,” Gauthier-Villais, Paris (1885).

Burmister, D M “The Theory of Stresses and Displacement in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways,” *Proceedings of the Highway Research Board*, No 23, Washington, DC (1943).

Carey, W N y P E, Irick. *The Pavement Serviceability Performance Concept*, Bulletin 250, Highway Research Board (1960).

Carpenter, S H, M I Darter y B J Dempsey. Evaluation of Pavement Systems for Moisture-accelerated Distress, *Transportation Research Record*, No 705, Transportation Research Board, Washington, DC (1979).

Crony D y P Crony. *The Design and Performance of Road Pavements*, Second Edition, McGraw-Hill Book Company, Berkshire, England (1991).

Dormon, G M y C T Metcalf. “Design Curves for Flexible Pavements Based on Layered System Theory,” *Highway Research Record 71*, Highway Research Board (1965).

Finn, F, R Kulkarni y K. Nair. "Pavement Management Feasibility Study," Final Report, Prepared for Washington State Highway Commission, Olympia, Washington (1974).

Garnica P, Camacho D, y Barrera M. "Identificación, comportamiento y utilización de suelos residuales. Primera fase", Publicación Técnica No 80, Instituto Mexicano del Transporte (1996).

Garnica P, Gómez J A y Suárez L E "Efecto de rotura de granos en material de balasto bajo carga repetida", Publicación Técnica No 91, Instituto Mexicano del Transporte (1997).

Garnica P y Arriaga M "Índice Internacional de Rugosidad. Aplicación en la red carretera de México", Publicación Técnica No 108, Instituto Mexicano del Transporte (1998).

Garnica P y Arriaga M. "Diagnóstico de características superficiales en pavimentos flexibles", Publicación Técnica No.111, Instituto Mexicano del Transporte (1998).

Gama J, Palacios S, Carrión D y Garnica P, "Génesis, identificación y uso de los suelos de México", Documento Técnico No 19, Instituto Mexicano del Transporte (1998).

Garnica P y Pérez N (2001), "Influencia de las condiciones de compactación en la deformación permanente de suelos cohesivos compactados", Publicación Técnica No 165, Instituto Mexicano del Transporte (2001).

Garnica P y Gómez J A "Estabilidad de taludes sumergidos. Aplicación al análisis de escolleras en puertos mexicanos", Publicación Técnica No 199, Instituto Mexicano del Transporte (2002).

Garnica P y Pérez A "Comportamiento de suelos arcillosos compactados adicionados con cloruro de sodio", Publicación Técnica No 201, Instituto Mexicano del Transporte (2002).

Garnica P y Gómez J A "Mecánica de materiales para pavimentos", Publicación Técnica No 197, Instituto Mexicano del Transporte (2002).

Garnica P y Barrera M "Mecánica de suelos no saturados en vías terrestres", Publicación Técnica No 198, Instituto Mexicano del Transporte (2002).

Garnica P y Sánchez F (2002) "Metodología racional para el análisis de la densificación y resistencia de geomateriales compactados", Publicación Técnica No 200, Instituto Mexicano del Transporte (2002).

Garnica P, Gómez J A, Delgado "Algunos aspectos de la densificación de mezclas asfálticas con el compactador giratorio", Publicación Técnica No 228, Instituto Mexicano del Transporte (2003).

Garnica P, Martínez I, Prado E, "Algunos aspectos de la resistencia a la tensión y fatiga en suelos arcillosos estabilizados con cal", Publicación Técnica No 230, Instituto Mexicano del Transporte (2003).

Goldbeck, A T "Thickness of Concrete Slabs," *Public Roads* (1919).

Haas, R, R W Hudson y J Zaniewski. *Modern Pavement Management*, Kreiger Publishing Company, Florida. (1994).

Harichandran, R S, G Y Baladi y M. Yeh *Development of a Computer Program for Design of Pavement Systems Consisting of Bound and Unbound Materials*, Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan State University (1989).

Huang, Y H "Stresses and Displacements in Viscoelastic Layered Systems under Circular Loaded Areas," *Proceedings, 2nd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements* (1967).

Huang, Y H "Stresses and Displacements in Nonlinear Solid Media," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM1 (1968).

Huang, Y H *Pavement Analysis and Design*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey (1993).

Hwang, D y M W Witczak. *Program DAMA (Chevron), User's Manual*, Department of Civil Engineering, University of Maryland (1979).

Karan, M A y R Haas. "Determining Investment Priorities for Urban Pavement Improvements," *Journal of Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 45 (1976).

Kerkhoven, R E y G M Dormon. *Some Considerations on the California Bearing Ratio Method for Design of Flexible Pavement*, Shell Bitumen Monograph, No 1 (1953).

Michelow, J "Analysis of Stresses and Displacements in an N-Layered Elastic System under a Load Uniformly Distributed on a Circular Area," California Research Corporation, Richmond, California (1963).

Older, C. "Highway Research in Illinois," *Transactions*, ASCE, Vol 87 (1924).

Pickett, G y G K Ray "Influence Charts for Concrete Pavement," *Transactions*, ASCE, Vol 116 (1951).

Rico A, Téllez R y Garnica P. "Pavimentos flexibles. Problemática, metodologías de diseño y tendencias", Publicación Técnica No 104, Instituto Mexicano del Transporte (1998).

Saal, R N y P.S. Pell. *Kolloid-Zeitschrift MI*, Heft 1 (1960).

Shell. *Shell Pavement Design Manual—Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic*, Shell International Petroleum, London (1978).

Shook, J F, F N Finn, M W Witczak y C.L. Monismith. 1982. "Thickness Design of Asphalt Pavement—The Asphalt Institute Method," *Proceedings, 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, Vol 1 (1982).

Smith, W S "A Flexible Pavement Maintenance Management System," Ph D Dissertation, University of California, Berkeley (1974).

Thomson, W "Note on the Integration of the Equations of Equilibrium of an Elastic Solid," *Cambridge and Dublin Mathematical Journal* (1848).

Titus-Glover, L, E B Owusu-Antwi y M.I. Darter. *Design and Construction of PCC Pavements Volume III: Improved PCC Performance Models*, Federal Highway Administration, McLean, Virginia (1999).

TRB "Milestones 2002—Moving Towards the 2002 Pavement Design Guide," NCHRP Project 1-37A, Transportation Research Board, Washington, DC (2001).

Van Cauwelaert, F J, W J Barker, T D White, D R Alexander. "A Competent Multilayer Solution and Backcalculation Procedure for Personal Computers, STP 1026, ASTM, Washington DC (1988).

Westergaard, H M "Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis," *Public Roads*, Vol 7 (1926).

Westergaard, H M "Analysis of Stresses in Concrete Pavement Due to Variations of Temperature," *Proceedings, Highway Research Board*, Vol 6 (1926).

Wilson, E L "A Digital Computer Program for the Finite Element Analysis of Solids with Non-linear Material Properties," Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley (1965).



‡ **Certificación ISO 9001:2000 según documento No 03-007-MX, vigente hasta el 24 de octubre de 2006 (www.imt.mx)**

§ **Laboratorios acreditados por EMA para los ensayos descritos en los documentos MM-054-010/03 y C-045-003/03, vigentes hasta el 9 de abril de 2007 (www.imt.mx)**

CIUDAD DE MÉXICO

Av Patriotismo 683
Col San Juan Mixcoac
03730, México, D F
tel (55) 5598-5610
fax (55) 55 98 64 57

SANFANDILA

km 12+000, Carretera
Querétaro-Galindo
76700, Sanfandila, Qro
tel (442) 216-9777
fax (442) 216-9671

www.imt.mx
publicaciones@imt.mx