

01163 4
2ej-



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

METODO PARA EL DISEÑO GEOMETRICO
DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

T E S I S

que para obtener el grado académico de

MAESTRO EN INGENIERIA

(MECANICA DE SUELOS)

p r e s e n t a

RICARDO TORRES VELAZQUEZ



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

| | Pag. |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----------|
| DEDICATORIAS | i |
| RECONOCIMIENTOS | ii |
| LISTA DE TABLAS Y FIGURAS | v |
| 1. INTRODUCCION | 1 |
| 1.1 Generalidades | 2 |
| 1.2 Objetivos | 3 |
| 2. ALGUNOS METODOS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS | 6 |
| 2.1 Método de los Laboratorios Shell | 7 |
| 2.2 Método del Instituto del Asfalto | 8 |
| 2.3 Método de California | 8 |
| 2.4 Método del Instituto de Ingeniería | 10 |
| 3. METODO DEL ELEMENTO FINITO | 11 |
| 3.1 Principios básicos | 11 |
| 4. APLICACION DEL METODO DEL ELEMENTO FINITO EN PAVIMENTOS FLEXIBLES | 24 |
| 4.1 Programa utilizado | 25 |
| 4.2 Propiedades de las capas del pavimento | 27 |
| 4.3 Tipos de daño | 28 |
| 4.4 Resultados | 30 |
| 4.4.1 Efecto de la rigidez | 31 |
| 4.4.2 Efecto del espesor de carpeta | 34 |
| 4.4.3 Efecto del espesor de base | 35 |
| 4.4.4 Efecto del espesor de sub-base | 36 |
| 4.4.5 Efecto de la magnitud de carga | 37 |

| | |
|----------------------------------------------------------------|------------|
| 4.4.6 Efecto de las rigideces de base y sub-base | 37 |
| 4.4.7 Efecto del ángulo de fricción interna | 39 |
| 5. METODO DE DISEÑO PROPUESTO | 66 |
| 5.1 Generalización de los resultados | 66 |
| 5.2 Método desarrollado | 71 |
| 6. CONCLUSIONES | 99 |
| REFERENCIAS | 102 |
| Anexo 1. Ejemplo de aplicación del método | 106 |
| Anexo 2. Parámetros para la aplicación del modelo no lineal | 115 |

LISTA DE TABLAS Y FIGURAS

TABLAS

| | | Pag. |
|-----------|------------------------------------------------------|------|
| Tabla 4.1 | Propiedades de las capas del pavimento | 41 |
| Tabla 4.2 | Efecto del espesor de sub-base | 41 |
| Tabla 4.3 | Rigideces de referencia | 42 |
| Tabla A.1 | Análisis de tránsito | 119 |
| Tabla A.2 | Parámetros obtenidos a partir de pruebas no drenadas | 120 |
| Tabla A.3 | Parámetros obtenidos a partir de pruebas drenadas | 121 |

FIGURAS

| | | |
|-----------------|------------------------------------------------------------------|----|
| Fig 3.1 | Desplazamientos en los nodos de un elemento triangular | 23 |
| Fig 3.2 | Cargas en los nodos de un elemento triangular | 23 |
| Fig 4.1 | Curva hiperbólica esfuerzo-deformación | 43 |
| Fig 4.2 | Curva hiperbólica transformada | 43 |
| Fig 4.3 | Variación del módulo elástico inicial con el esfuerzo confinante | 44 |
| Fig 4.4 | Malla de elementos finitos | 45 |
| Fig 4.5 | Determinación de las deformaciones a tensión | 46 |
| Fig 4.6 | Determinación de las deformaciones a compresión | 46 |
| Fig 4.7 a 4.15 | Rigidez relativa vs deformación a tensión | 47 |
| Fig 4.16 a 4.24 | Rigidez relativa vs deformación a compresión | 51 |

| | | |
|-----------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig 4.25 a 4.27 | Rigidez relativa vs No. de ciclos a la falla | 56 |
| Fig 4.28 y 4.29 | Espesor de carpeta vs deformación a tensión | 57 |
| Fig 4.30 y 4.31 | Espesor de carpeta vs deformación a compresión | 58 |
| Fig 4.32 | Deformación en la carpeta asfáltica | 59 |
| Fig 4.33 y 4.34 | Espesor de base vs deformación a tensión | 60 |
| Fig 4.35 y 4.36 | Espesor de base vs deformación a compresión | 61 |
| Fig 4.37 | Elástica de un pavimento para diferentes condiciones de rigidez | 62 |
| Fig 4.38 | Factor de tensión en función de la rigidez y geometría | 63 |
| Fig 4.39 | Factor de compresión en función de la rigidez y geometría | 64 |
| Fig 4.40 | Variación del módulo tangente en función del ángulo de fricción | 64 |
| Fig 4.41 | Módulo elástico inicial vs módulo tangente para diferentes ángulos de fricción | 65 |
| Fig 5.1 a 5.9 | Rigidez relativa vs deformación normalizada | 78 |
| Fig 5.10 a 5.12 | Parámetro a vs espesor de base | 82 |
| Fig 5.13 a 5.15 | Parámetro b vs espesor de base | 84 |
| Fig 5.16 a 5.18 | Parámetro α vs espesor de base | 85 |
| Fig 5.19 a 5.21 | Parámetro β vs espesor de base | 87 |
| Fig 5.22 a 5.24 | Correlación del parámetro a con las propiedades geométricas | 88 |
| Fig 5.25 | Correlación del parámetro a con las propiedades geométricas para tres espesores de base | 90 |
| Fig 5.26 | Constante g vs espesor de base | 90 |

| | | |
|-----------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Fig 5.27 | Constante c vs espesor de base | 91 |
| Fig 5.28 | Correlación del parámetro b con las propiedades geométricas | 91 |
| Fig 5.29 a 5.31 | Correlación del parámetro α con las propiedades geométricas | 92 |
| Fig 5.32 | Correlación del parámetro α con las propiedades geométricas para tres cargas | 93 |
| Fig 5.33 | Constante e vs carga en eje sencillo | 94 |
| Fig 5.34 | Constante η vs carga en eje sencillo | 94 |
| Fig 5.35 a 5.37 | Correlación del parámetro β con las propiedades geométricas | 95 |
| Fig 5.38 | Correlación del parámetro β con las propiedades geométricas para tres diferentes cargas | 96 |
| Fig 5.39 | Constante Δ vs carga en eje sencillo | 97 |
| Fig 5.40 | Ciclos a la falla vs deformación a la tensión | 97 |
| Fig 5.41 | Ciclos a la falla vs deformación a la compresión | 98 |
| Fig A.1 a A.3 | Espesor de base vs deformación a la tensión | 116 |
| Fig A.4 a A.6 | Espesor de base vs deformación a la compresión | 117 |

1. INTRODUCCION

A consecuencia del crecimiento económico y poblacional que ha sufrido el país, se ha provocado una fuerte demanda del transporte por carretera, lo que origina la saturación de ciertos tramos y la necesidad de aumentar las cargas por eje con la finalidad de hacer más rentable el costo del transporte. Esto nos hace pensar, que ante los posibles intercambios de tipo comercial con otros países, dicha demanda en el transporte carretero se incremente aún más. De tal forma que la infraestructura carretera deberá contar con la calidad y cantidad de vías suficientes para afrontar este reto. Una de las acciones que se antoja desarrollar para lograr lo anterior, es la investigación tanto en la caracterización de los materiales empleados en la construcción de carreteras como en la elaboración de métodos de diseño acordes a las condiciones imperantes del país.

Recientemente, el gran desarrollo en la computación ha permitido que muchas teorías de análisis puedan aplicarse a las condiciones prácticas. Esta aplicación se efectúa mediante el uso de nomogramas de diseño o catálogos de estructuras. Además, por el amplio uso de la computadora, la tendencia es a utilizarlas directamente en los nuevos métodos de diseño, con diversas modalidades como análisis estructural empleando capas múltiples o mediante elementos finitos. De esta manera se utilizan, cada vez con mayor frecuencia, los modelos de simulación para el diseño de pavimentos.

1.1 Generalidades

En México al iniciarse la realización del plan de carreteras (1925) se tuvo la participación estadounidense en la construcción de carreteras tales como: México-Puebla, México-Pachuca, México-Cuernavaca y México-Toluca. Esta participación duró pocos años quedando así la ejecución y supervisión de las obras en manos de técnicos mexicanos.

No fue hasta que en 1957 se publicaron las primeras Especificaciones Generales de Construcción (SCOP), las que contenían los recursos técnicos apegados a la realidad del país ya que se venían utilizando criterios y normas empleadas en los Estados Unidos. Paralelamente se hizo apremiante la necesidad de contar con estudios, proyectos y controles de calidad más oportunos, por lo que en 1934 se fundó el primer laboratorio con objeto de estudiar y controlar en forma más directa los materiales que se utilizaban. Así es como se dieron los inicios del estudio de pavimentos en México.

Por otra parte y con fines fundamentalmente prácticos se ha clasificado a los pavimentos como rígidos y flexibles. Es

importante mencionar que existen otros tipos , pero esta es la forma en que habitualmente se distinguen los pavimentos.

El pavimento rígido es una estructura de concreto simple, reforzado o presforzado, la cual suele constituir al mismo tiempo la capa de rodamiento y el medio para soportar y distribuir la carga. Mientras que el pavimento flexible normalmente está constituido de concreto asfáltico y por lo menos de dos capas (base y sub-base) cuya función principal es la de proporcionar las condiciones hidráulicas adecuadas al pavimento, es decir, evitar la ascensión de líquidos por efectos capilares y la migración de material fino. En general, el pavimento flexible tiene la finalidad de proporcionar una superficie de rodamiento que permita un tránsito fácil, cómodo y seguro; resistir la acción destructiva de los vehículos y los agentes atmosféricos.

Por lo que se refiere a los métodos de diseño utilizados, es conveniente aclarar, que el problema de diseño es muy complejo debido a las numerosas variables que intervienen en el comportamiento de los pavimentos. De aquí que se tengan diversos criterios de diseño correspondientes con las especificaciones de proyecto y control de las diferentes regiones del mundo. Como consecuencia de esto, se recomienda tener presente estas diferencias al analizar, con métodos extranjeros, problemas que se presenten en México.

1.2 Objetivos

La capacidad de predicción de esfuerzos y desplazamientos con el método del elemento finito, ha sido ampliamente demostrada en un número considerable de aplicaciones a diversos tipos de obras civiles. Por ello en este trabajo se pretende utilizar

este método para la determinación de esfuerzos y desplazamientos causados por cargas en un pavimento. Tal simulación arrojará resultados que permitirán detectar tendencias en el comportamiento de la estructura en cuestión y con ellas establecer un método de diseño basado en la fatiga del pavimento.

Como es tradicional en ingeniería, no se pretende establecer un método de diseño que proporcione resultados absolutos, es decir, que el método estará ponderado a las condiciones imperantes para cada caso, como lo son: el factor económico, proceso constructivo, aspectos técnicos, etc. De esta forma, la experiencia y el criterio del ingeniero diseñador serán factores fundamentales en los resultados obtenidos por medio de este método propuesto.

Con la finalidad de cumplir con estos planes, este trabajo se dividió en seis capítulos, destinando el primero de ellos a la introducción.

El capítulo 2 presenta algunos de los principales criterios de diseño de pavimentos utilizados en el mundo. Cabe mencionar que únicamente se apuntan los conceptos fundamentales, dejando al lector la consulta de los detalles en las referencias correspondientes.

En el tercer capítulo se expondrán las bases teóricas del método del elemento finito, haciendo hincapié que éste resulta una herramienta de gran utilidad para aplicarse en el análisis de estructuras civiles y que en este caso se trata de pavimentos. Esta aplicación del método del elemento finito a pavimentos flexibles, se detalla en el capítulo cuarto, en donde además de comentar el programa de computadora utilizado y

las características de éste, se mencionan las consideraciones hechas para tal simulación y los resultados obtenidos de éstas, apuntando mediante gráficas sus tendencias.

Una vez obtenidos los resultados de las simulaciones realizadas, se presenta en el capítulo 5 el procedimiento que se siguió para generalizar estos resultados por medio de modelos matemáticos. También se incluye en éste la descripción del método de diseño propuesto. Para finalizar, el sexto capítulo se destinó a la presentación de las conclusiones surgidas durante el desarrollo del presente trabajo. Se consideró conveniente incluir un ejemplo práctico, el cual se presenta en el anexo A.1.

2. ALGUNOS METODOS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

Los métodos de diseño actualmente en uso se pueden clasificar en:

- a) Criterios empíricos que no usan pruebas de resistencia de la subrasante. El diseño de espesores se basa en la experiencia del tipo de pavimento requerido para cargas por eje y suelos similares. La identificación de los materiales se hace en pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de consistencia.
- b) Métodos empíricos que usan pruebas de resistencia del suelo. Las pruebas son generalmente del tipo de penetración o de carga y sólo son aplicables para su método de diseño asociado. Dentro de esta clasificación se pueden citar algunos procedimientos que se basan en la prueba CBR

(California Bearing Ratio), tales como el método U.S. Army Corps of Engineers y del Instituto del Asfalto en Estados Unidos, entre otros.

- c) Métodos semiempíricos. Se basan en estudios que relacionan las características estructurales del pavimento con los esfuerzos y las deformaciones de las diversas capas de la estructura. Estos criterios son la base para el desarrollo de los métodos racionales de diseño y quedan comprendidos en esta clasificación, por la necesidad de determinar experimentalmente las características mecánicas de los materiales.

2.1 Método de los Laboratorios Shell.

Este procedimiento, originalmente desarrollado para carreteras, fue extendido también para aeropuertos. Para el análisis de esfuerzos y deformaciones, la Compañía Shell propone un modelo estructural simplificado constituido por tres capas: Carpeta asfáltica, base granular o cementada y subrasante. Cada una de ellas considerada como material homogéneo, isótropo y elástico. Este modelo está sujeto a una acción de una rueda doble con eje sencillo cuyo peso es de 8.2 ton. El procedimiento es aplicable para seleccionar espesores de pavimentos asfálticos probando directamente sobre el terreno.

Los criterios de falla se determinan en términos de la deformación unitaria crítica de tensión en el asfalto y la deformación unitaria crítica de compresión en la subrasante (refs 4 y 19)

En el campo de los asfaltos y de las mezclas asfálticas, esta compañía propone una solución a través de nomogramas para la determinación del módulo de la mezcla asfáltica. En general, en

este método las propiedades de la mezcla asfáltica se pueden determinar si se conocen las propiedades del betún, tales como dureza, susceptibilidad a la temperatura, temperatura en condición de carga y duración de la misma (ref 24).

2.2 Método del Instituto del Asfalto

Este método se basa en el concepto de que el diseño de espesores, expresado en espesor total de concreto asfáltico, es función de la resistencia de la subrasante, al aplicar repeticiones de carga equivalentes a 8.2 ton.

De manera muy resumida el método consiste en determinar el espesor de la estructura del pavimento de acuerdo con la particular manera de estimar el tránsito vehicular y la resistencia del material de apoyo. Las propiedades básicas del material de terracería, sub-base y base se establecen por medio de las pruebas usuales de CBR, estabilidad de Hveem, pruebas de placa, etc.

El Número de Tránsito para Diseño (NTD) es el promedio diario de cargas equivalentes de 8.2 ton dispuestas en un eje sencillo que se espera durante su vida útil. Para determinar éste, se deberá iniciar por establecer, con base en estudios previos de tránsito, económicos, sociales, etc, el número diario promedio de vehículos que se esperan en el camino en el primer año de servicio, de igual forma, se hace intervenir el número de vehículos pesados, definiendo el porcentaje, de estos vehículos, que transitan en el carril de diseño.

Los espesores de concreto asfáltico se obtienen mediante un nomograma, entrando con la resistencia de la subrasante y el

NTD. Finalmente se tienen factores de equivalencia que convierten espesores de concreto asfáltico a los diferentes espesores del pavimento (refs 20 y 22).

2.3 Método de California

El diseño de pavimentos propuesto por el Departamento de carreteras de California, se basa en el valor de la fricción (R) y de la cohesión (c) de los materiales que forman las diferentes capas del pavimento. Este procedimiento pertenece a los métodos en que ha de establecerse una correlación experimental entre el resultado de las pruebas de laboratorio y el comportamiento de un pavimento contruido.

El primer parámetro se obtiene de ensayos en el estabilómetro. De manera muy general, el procedimiento de esta prueba consiste en efectuar una prueba de compresión semiconfinada, obteniendo R en función de la relación de esfuerzos verticales (160 Lb/pulg^2) y los horizontales inducidos.

Por lo que se refiere a la cohesión, ésta se determina también de una manera muy empírica. Practicamente, consiste en romper la muestra mediante la aplicación de cargas. Este parámetro es análogo al módulo de ruptura.

Este método exige que el pavimento finalmente aceptado cumpla con las condiciones de presión de expansión, exudación, valor de estabilidad y de resistencia a la tensión por flexión. Se busca, con apoyo de modelos matemáticos, el espesor necesario para neutralizar la presión de expansión y el espesor necesario de acuerdo a la resistencia. Cabe mencionar que el método proporciona espesores en grava equivalente, de esta manera, se procede en dirección ascendente hasta completar la

estructuración del pavimento (ref 16).

2.4 Método del Instituto de Ingeniería

Los conceptos de comportamiento a fatiga de las diferentes capas que constituyen un pavimento son los que destacan en este método. También se emplea la teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq, mediante la cual se introducen al método, los coeficientes de daño en términos de esfuerzos para diferentes profundidades.

El criterio de diseño permite considerar tres variables: el valor del CBR, número de aplicaciones de carga producidas por el tránsito y el nivel de confianza; este último dependerá de los problemas, limitaciones y defectos que surjan en la etapa constructiva.

La finalidad del método es proporcionar lineamientos para el diseño o refuerzo de espesores de pavimentos flexibles en carreteras, a climas tropicales, secos y subtropicales (ref 5).

3. METODO DEL ELEMENTO FINITO

En ingeniería civil es clásico recurrir a soluciones analíticas para resolver un problema, en donde se cuenta con una fórmula explícita que permite tomar en consideración las variables significativas que intervienen en dicho problema.

Sin embargo, no es posible tener soluciones analíticas para todos los casos. Así entonces, el Método del Elemento Finito es una poderosa herramienta que permite obtener soluciones aproximadas a estos problemas.

3.1 Principios básicos

El Método del Elemento Finito es un procedimiento que permite evaluar el estado de esfuerzos y deformaciones en un medio

continuo. Básicamente consiste en discretizar el medio en un número finito de elementos de formas arbitrarias, interconectados en sus fronteras por nodos comunes a dos o más elementos.

Por medio de una función polinomial se interpola dentro del campo de desplazamientos, para obtener la matriz de rigidez del elemento. Posteriormente se ensamblan las matrices de rigideces de los elementos para obtener la matriz de rigidez global. Por otra parte, el vector de cargas se aplica en los nodos y se resuelven las ecuaciones de equilibrio para los desplazamientos nodales. Por último, se calculan los esfuerzos y deformaciones en cada elemento a partir de dichos desplazamientos.

Considerando un elemento triangular (fig 3.1), entonces se tiene que las componentes del vector de desplazamientos quedan expresadas por:

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = [N] [d_e]$$

donde la matriz N es la función de interpolación que permite aproximar la solución exacta de los desplazamientos dentro del elemento y d_e es el vector de desplazamientos nodales.

Encontrando los desplazamientos u y v a partir de la consideración de que éstos son funciones lineales de las coordenadas, entonces:

$$u = a_1 + a_2x + a_3y \quad (3.1)$$

$$v = a_4 + a_5x + a_6y \quad (3.2)$$

Sustituyendo las coordenadas de los nodos en la ec (3.1), se tiene que:

$$u_i = a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i$$

$$u_j = a_1 + a_2 x_j + a_3 y_j$$

$$u_k = a_1 + a_2 x_k + a_3 y_k$$

En seguida se obtienen los valores de cada constante:

$$a_1 = \frac{1}{2A} \left[u_i(x_j y_k - x_k y_j) - x_i(u_j y_k - u_k y_j) + y_i(u_j x_k - u_k x_j) \right]$$

$$a_2 = \frac{1}{2A} \left[(u_j y_k - u_k y_j) - u_i(y_k - y_j) + y_i(u_k - u_j) \right]$$

$$a_3 = \frac{1}{2A} \left[(x_j u_k - x_k u_j) - x_i(u_k - u_j) + u_i(x_k - x_j) \right]$$

Donde A es el área del triángulo.

Sustituyendo estos valores en la ec (3.1) se llega a:

$$u = \frac{1}{2A} \left\{ u_i \left[(x_j y_k - x_k y_j) + (y_k - y_j)x + (x_k - x_j)y \right] + \right. \\ \left. u_j \left[(x_k y_i - x_i y_k) + (y_k - y_i)x + (x_i - x_k)y \right] + \right. \\ \left. u_k \left[(x_i y_j - y_i x_j) + (y_i - y_j)x + (x_j - x_i)y \right] \right\}$$

Si llamamos

$$x_j y_k - x_k y_j = a_i$$

$$x_k y_i - x_i y_k = a_j$$

$$x_i y_j - y_i x_j = a_k$$

entonces:

$$u = \frac{1}{2A} \left\{ \begin{aligned} & [a_i + (y_k - y_j)x + (x_k - x_j)y] u_i + \\ & [a_j + (y_k - y_i)x + (x_i - x_k)y] u_j + \\ & [a_k + (y_i - y_j)x + (x_j - x_i)y] u_k \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

Procediendo de manera similar para los desplazamientos verticales v , se tiene:

$$v = \frac{1}{2A} \left\{ \begin{aligned} & [a_i + (y_k - y_j)x + (x_k - x_j)y] v_i + \\ & [a_j + (y_k - y_i)x + (x_i - x_k)y] v_j + \\ & [a_k + (y_i - y_j)x + (x_j - x_i)y] v_k \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

Expresado en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = [N][d_0]$$

Es decir:

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{bmatrix}$$

donde

$$N_1 = \frac{1}{2A} [a_i + (y_k - y_j)x + (x_k - x_j)y]$$

$$N_2 = \frac{1}{2A} [a_j + (y_k - y_i)x + (x_i - x_k)y]$$

$$N_3 = \frac{1}{2A} [a_k + (y_i - y_j)x + (x_j - x_i)y]$$

Según la Teoría de la Elasticidad, las deformaciones unitarias están dadas por:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

Así que de las ecs (3.3) y (3.4), se obtiene que:

$$\epsilon_x = \frac{1}{2A} \left[(y_k - y_j)u_i + (y_k - y_i)u_j + (y_i - y_j)u_k \right]$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{2A} \left[(x_k - x_j)v_i + (x_i - x_k)v_j + (x_j - x_i)v_k \right]$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{2A} \left[(x_k - x_j)u_i + (x_i - x_k)u_j + (x_j - x_i)u_k + \right. \\ \left. (y_k - y_j)v_i + (y_k - y_i)v_j + (y_i - y_j)v_k \right]$$

Que matricialmente se puede escribir como:

$$e = B d \quad (3.5)$$

$$\begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} B_1 & 0 & B_2 & 0 & B_3 & 0 \\ 0 & B_4 & 0 & B_5 & 0 & B_6 \\ B_4 & B_1 & B_5 & B_2 & B_6 & B_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{bmatrix}$$

En donde:

$$B_1 = (y_k - y_j)$$

$$B_2 = (y_k - y_i)$$

$$B_3 = (y_i - y_j)$$

$$B_4 = (x_k - x_j)$$

$$B_5 = (x_i - x_k)$$

$$B_6 = (x_j - x_i)$$

Se observa que la matriz B depende únicamente de las coordenadas de los nodos del elemento.

Por otra parte, los esfuerzos dentro del elemento están en función de los desplazamientos de los nodos, es decir:

$$\sigma = D \epsilon \quad (3.6)$$

Donde la matriz D tiene la siguiente forma:

$$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix}$$

Siendo:

E = Módulo de elasticidad.

ν = Relación de Poisson.

Ahora bien, sustituyendo el valor de la matriz ϵ , ec (3.5), en la expresión (3.6) se obtiene :

$$\sigma = D B d_0 \quad (3.7)$$

Para la determinación de la matriz de rigidez de un elemento, se puede recurrir a la valuación del trabajo originado por las fuerzas externas y del trabajo interno producido por la deformación acumulada.

Según la fig 3.2, el trabajo que provocan las fuerzas externas vale:

$$W = \frac{1}{2} (P_1 u_1 + Q_1 v_1 + P_j u_j + Q_j v_j + P_k v_k + Q_k v_k)$$

Que si se expresa matricialmente queda como:

$$W = \frac{1}{2} d_o^T P_o \quad (3.8)$$

donde

$$P_o = \begin{bmatrix} P_1 \\ Q_1 \\ P_j \\ Q_j \\ P_k \\ Q_k \end{bmatrix}$$

Por otra parte, al valuar el trabajo interno acumulado dentro del elemento por unidad de volumen, se tiene que:

$$W'_{in} = \frac{1}{2} (\epsilon_x \sigma_x + \epsilon_y \sigma_y + \gamma_{xy} \tau_{xy})$$

Escribiéndolo en forma matricial se expresa como:

$$W'_{in} = \frac{1}{2} \epsilon^T \sigma$$

Así pues, el trabajo interno en todo el volumen del elemento vale:

$$W_{in} = \int_{vol} W'_{in} dV = \frac{1}{2} \int_{vol} \epsilon^T \sigma dV \quad (3.9)$$

Igualando las ecs (3.8) y (3.9), se obtiene:

$$d_o^T P_o = \int_{vol} \epsilon^T \sigma dV$$

Sustituyendo la expresión (3.5)

$$d_o^T P_o = \int_{vol} d_o^T B^T \sigma dV$$

$$d_o^T P_o = d_o^T \int_{vol} B^T \sigma dV$$

$$P_o = \int_{vol} B^T \sigma dV$$

Sustituyendo la ec (3.7)

$$P_o = \int_{vol} B^T D B d_o dV$$

Ahora, si se considera :

- a) Un espesor unitario del elemento.
- b) Que el tamaño del elemento decrece.

Entonces

$$P_e = B^T D B d_e A$$

Donde

A = Area del elemento

LLamando a K_e matriz de rigidez del elemento, y estando definida como:

$$K_e = B^T D B A$$

Entonces se tiene que :

$$P_e = K_e d_e$$

Así pues, para determinar la matriz de rigidez global, se superponen las rigideces individuales de cada elemento por adición directa, formando de esta manera, una matriz K.

Si se denomina U al vector de desplazamientos de todo el medio y P al vector de carga, entonces se podrá obtener para todo el entorno la siguiente expresión :

$$P = K U$$

Esta expresión origina un sistema de ecuaciones donde las

incognitas son los desplazamientos en los nodos de los elementos. Su solución permite conocer dichos desplazamientos y así determinar las deformaciones unitarias y los esfuerzos en cada elemento utilizando las ecuaciones (3.5) y (3.7) respectivamente.

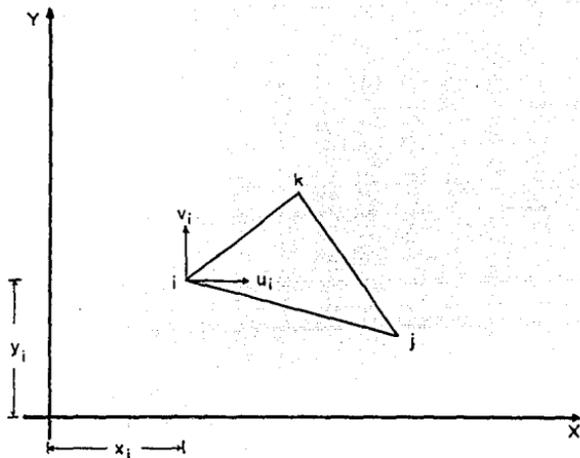


Fig 3.1 Desplazamientos en los nodos de un elemento triangular.

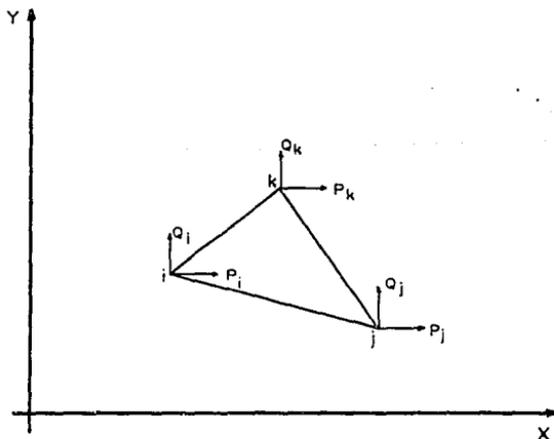


Fig 3.2 Cargas en los nodos de un elemento triangular.

4. APLICACION DEL METODO DEL ELEMENTO FINITO EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

Como ya se mencionó anteriormente, el método del elemento finito constituye una valiosa herramienta para la solución de problemas en donde interviene el comportamiento de estructuras sujetas a solicitaciones (aceleraciones, cargas o desplazamientos). Para aplicar este método se requiere el auxilio de la computadora, dada la gran cantidad de operaciones numéricas por realizar. Por lo tanto, a partir de los principios básicos y de las ecuaciones matriciales obtenidas, se necesitan elaborar programas de computadora que permitan resolver los problemas planteados en forma relativamente sencilla. Es por eso que en este capítulo se hablará del programa utilizado, consideraciones y criterios adoptados, así como de los resultados obtenidos.

4.1 Programa utilizado

El programa que se utilizó se denomina TEST, el cual fue elaborado en el Instituto de Ingeniería (ref.10); y tiene las siguientes características:

- a) Se puede implementar en cualquier computadora personal (PC) compatible con el sistema IBM-PC.
- b) El problema es tridimensional y estático.
- c) Se tiene la opción de modelar el proceso de construcción por etapas o la forma de aplicación de cargas.
- d) Consta de diferentes tipos de elementos: sólidos, cascarón y viga.
- e) Realiza análisis lineales.

Para la aplicación del programa TEST a pavimentos, se le realizaron algunas modificaciones. En primer lugar se convirtió en un problema bidimensional; y en segundo término se le adoptó un modelo elástico no lineal.

Como se apuntó anteriormente, este programa puede simular por etapas la construcción o la aplicación de cargas. Así pues, en el problema en cuestión se decidió que la aplicación de cargas fuera después de que se calcularan los esfuerzos y desplazamientos debidos al peso propio de la estructura. Esto último con objeto de modificar los módulos de elasticidad tangentes de los elementos. Esta modificación sigue la ley hiperbólica propuesta por Duncan (ref.8):

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 K \text{ Pa} \left(\frac{\sigma_3}{\text{Pa}} \right)^n \quad (4.1)$$

Donde:

E_t = Módulo de elasticidad tangente

ϕ = Angulo de fricción interna

c = Cohesión

P_a = Presión atmosférica

σ_3 = Esfuerzo principal menor

σ_1 = Esfuerzo principal mayor

Los parámetros K , n y R_f son definidos con el auxilio de la siguientes consideraciones:

En una prueba triaxial los resultados comunmente se representan en gráficas esfuerzo desviador contra deformación axial, fig 4.1. Ahora, si se normaliza el eje de las ordenadas y se grafica contra la deformación axial, se obtiene la gráfica de la fig 4.2, en la que se puede apreciar que el módulo tangente inicial y el esfuerzo desviador último están dados por:

$$E_t = \frac{1}{a}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{1}{b}$$

De tal forma que el parámetro R_f se define como:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{falla}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

cuyo valor oscila entre 0.75 y 1.0. Para el caso particular de este trabajo se utilizó un valor de $R_f = 0.9$.

Ahora bien, los valores de K y n son facilmente definidos al

realizar pruebas triaxiales a diferentes esfuerzos confinantes y graficar el módulo de elasticidad tangente inicial contra el esfuerzo confiante en escala log-log, fig 4.3 .

Cabe mencionar que resultados de pruebas en suelos granulares y cohesivos, donde la carga es repetitiva, muestran que el módulo elástico es dependiente de la fuerza aplicada, lo que indica que estos materiales tienen un comportamiento no lineal. Mientras que para concretos asfálticos se reporta un comportamiento lineal (ref 14 y 15). Por tal motivo, el análisis se realizó simulando, con el programa TEST, una estructura de pavimento con capas de terracería, sub-base, base y carpeta asfáltica; donde a las tres primeras se les aplicó un modelo de comportamiento no lineal. Esta estructuración se puede apreciar en la fig 4.4, la cual además muestra la malla de elementos finitos utilizada en el análisis. De esta malla conviene mencionar, que se restringieron los desplazamientos verticales en la parte inferior de la misma, así como los desplazamientos horizontales en sus fronteras laterales. Dicha malla consta de 274 nodos y 248 elementos sólidos. Presenta un ancho de 6.6 m y una altura variable, ya que los espesores de carpeta, base y sub-base cambiarán durante el análisis.

4.2 Propiedades de las capas del pavimento

Es importante resaltar que las propiedades de las diferentes capas del pavimento, fueron supuestas dentro de un rango permisible, es decir, que dichos valores no exceden a la realidad y permiten observar el comportamiento de la estructura lo más real posible. En la tabla 4.1 se presentan estas propiedades.

4.3 Tipos de daño

Los principales tipos de daño que sufre un pavimento, se pueden agrupar de la siguiente forma:

a) Grietas

- a.1) Piel de cocodrilo. Grietas que forman una serie de pequeños bloques sobre la superficie de la carpeta asfáltica.
- a.2) Grietas longitudinales. Pueden ser causadas por asentamiento del material subyacente debido al poco drenaje o mala compactación.
- a.3) Grietas en el hombro de la estructura. Causadas por la separación de la junta entre el pavimento y el hombro, esto puede deberse, entre otras cosas, al hinchamiento y secado del material subyacente al hombro.

b) Deformaciones. Es cualquier cambio en la superficie del pavimento con respecto a la forma original del mismo.

- b.1) Roderas. Son depresiones en forma de canal que se presentan en la superficie del pavimento. Estas se asocian a efectos acumulativos tales como: rotura de partículas, causando una deformación permanente; deformaciones verticales en la capa subrasante; migración de partículas; entre otros.
- b.2) Corrugaciones. Son ondulaciones que generalmente aparecen en la carpeta asfáltica de manera transversal. Usualmente éstas ocurren en lugares donde los vehículos frenan y arrancan. También una mezcla rica en asfalto puede provocar tal distorsión.

c) Desintegración. Es el fracturamiento y desprendimiento de la carpeta asfáltica en pequeños fragmentos.

d) Baches. Este tipo de daño se origina por el escaso drenaje en las capas inferiores, favoreciendo así la presencia de

agua en los poros existentes entre partículas. Al aplicarse cargas en el pavimento se generan presiones de poro lo suficientemente grandes para transportar partículas en forma ascendente. Tal migración origina huecos que más tarde serán llenados después de un desplazamiento vertical (reacomodo) de la estructura. Dicho desplazamiento repercutirá en la superficie del pavimento, agrietándola; y debido al paso de los vehículos se provoca el desprendimiento de la carpeta asfáltica

e) Riesgo de derrape (Skid hazard).

e.1) Sangrado. Es el flujo o movimiento de asfalto hacia la superficie de la carpeta. Esto ocurre generalmente en climas cálidos y es causado por el exceso de asfalto de la capa o mezcla asfáltica.

e.2) Pérdida de rugosidad. Es debida a que los agregados pétreos no tienen la dureza necesaria y se desgastan al paso de los vehículos.

Por otra parte, debido a las numerosas variables que intervienen en el comportamiento de los pavimentos y a que existe interacción entre dichas variables, el problema del diseño de pavimentos es muy complejo. Es por ello que existen diferentes métodos de diseño, que como ya se vió en párrafos anteriores, éstos presentan diferentes modalidades. Sin embargo, en la actualidad hay consenso sobre los principales tipos de daño que deben tomarse en cuenta.

a) Agrietamiento por fatiga. La deflexión superficial y la máxima deformación unitaria a tensión (horizontal) en el plano inferior de la carpeta asfáltica, están directamente relacionadas con este tipo de daño.

b) Deformación permanente del pavimento (roderas). Esta asocia la hipótesis de que el daño se produce cuando la deformación

unitaria máxima a compresión (vertical) en la subrasante, es mayor que la deformación crítica a compresión para el número de repeticiones de carga acumulada.

Por lo anterior, estos dos tipos de daño, se adoptaron como criterios de falla para el análisis que se realizó en este trabajo. Conviene mencionar que las deformaciones a la tensión en la parte inferior de la carpeta, fueron determinadas por el cociente del incremento de longitud entre dos nodos sobre la longitud original (fig 4.5).

En lo que se refiere a las deformaciones a la compresión, éstas se obtuvieron dividiendo el desplazamiento vertical ocurrido en la parte inferior de la carpeta asfáltica entre la longitud comprendida desde la base hasta la terracería (fig 4.6).

4.4 Resultados

El procedimiento que se adoptó para las diferentes corridas de computadora fue el siguiente: En primer término se propuso que se tuvieran tres espesores de carpeta (8, 12 y 16 cm). Para cada una de ellas se variaron las cargas (8.2, 12 y 16 ton por eje sencillo), el espesor de base (8, 14, 24 y 34 cm), el espesor de sub-base (15, 25 y 40 cm) y por último la relación de rigideces entre la base y sub-base ($K^* = 8, 2, 0.5$ y 0.125). En cada una de las corridas derivadas de este procedimiento se determinaron la deformación a la tensión máxima en la parte inferior de la carpeta y la deformación máxima a compresión en las terracerías, de la manera que se indicó en párrafos anteriores. Los resultados se presentan en las figs 4.7 a 4.24, donde se graficaron la relación de rigideces entre la base y la sub-base ($K^* = K_b / K_{sb}$) y la defomación a la tensión y a compresión máximas.

4.4.1 Efecto de la rigidez

Las figs 4.7 a 4.15 muestran que al disminuir la relación de rigideces las deformaciones a la tensión también disminuyen. Este efecto ocurre debido a que al aumentar la rigidez de la sub-base, se ven incrementados los esfuerzos confinantes en la capa superior (base) y debido al comportamiento no lineal de los materiales, las deformaciones a la tensión en la parte inferior de la carpeta asfáltica disminuyen.

Respecto a la deformaciones a la compresión (figs 4.16 a 4.24), se observa que éstas sufren también una disminución importante al incrementarse la rigidez de la sub-base. Esto se debe al efecto de losa que distribuye la carga superficial, reduciendo los esfuerzos en las capas inferiores. Cabe mencionar que para todos los casos analizados en este trabajo, las deformaciones a compresión en la subrasante resultaron mayores que las deformaciones a tensión en la base de la carpeta. Al mismo tiempo, se detectó que estas últimas son prácticamente cero para valores de K^* menores que uno, mientras que las deformaciones a la compresión aún son apreciables para este rango. Estos resultados indican que la rigidización de la sub-base tiene un efecto más notorio en las deformaciones a la tensión en la carpeta que las deformaciones de compresión en la terracería.

Conocidas las deformaciones a la tensión y a la compresión se realizó un análisis de fatiga, el cual está encaminado a conocer el número de aplicaciones de carga impuestas por el vehículo de diseño para que el pavimento llegue a la falla. En la actualidad existen varios criterios para definir la falla, entre los cuales se pueden citar los siguientes:

Ciclos a la falla a tensión

$$N_{ft} = \left[\frac{0.00195085}{\epsilon_t} \right]^{5.25} \quad \text{Marchand (ref 14)}$$

$$\text{Log } N_{ft} = -9.38 - 4.16 \text{ Log } \epsilon_t \quad \text{Transport and road research laboratory (ref 7)}$$

$$N_{ft} = 1.13 \times 10^{-15} \left(\frac{1}{\epsilon_t} \right) \quad \text{Pell y Brown (ref 2)}$$

Ciclos a la falla a compresión

$$N_{fv} = \left[\frac{2.8}{\epsilon_v} \right]^{\frac{1}{0.25}} \quad \text{Compañía Shell (ref 19)}$$

$$N_{fv} = \left[\frac{0.021}{\epsilon_v} \right]^{\frac{1}{0.24}} \quad \text{Marchand (ref 14)}$$

$$\text{Log } N_{fv} = -7.21 - 3.95 \text{ Log } \epsilon_v \quad \text{Transport and road research laboratory (ref 7)}$$

$$N_{fv} = \left[\frac{1.05}{\epsilon_v} \right]^{\frac{1}{0.223}} \quad \text{Compañía Chevron (ref 7)}$$

$$N_{fv} = \left[\frac{2.16}{\epsilon_v} \right]^{\frac{1}{0.28}} \quad \text{Universidad de Nottingham (ref 12)}$$

Donde

N_{rv} = Número de ciclos a la falla a compresión.

N_{rt} = Número de ciclos a la falla a tensión.

ϵ_v = Deformación máxima a compresión en la capa subrasante.

ϵ_t = Deformación máxima a tensión en la parte inferior de la capa asfáltica.

En este trabajo se utilizaron las expresiones de Marchand para determinar el número de ciclos a la falla. De esta forma se construyeron las gráficas K' vs Número de ciclos a la falla, las cuales se pueden apreciar en las figs 4.25 a 4.27 . Con la finalidad de hacer más comparativas estas gráficas, sólo se consideró una carga de 8.2 ton y espesor de sub-base de 15 cm. Mientras que el espesor de base se varió de 8, 24 y 34 cm para tres diferentes espesores de carpeta $d_c = 8, 12$ y 16 cm.

De estas gráficas se observa que el efecto de rigidizar la sub-base influye más en el número de ciclos a la falla a tensión que por compresión, ya que para el primero se detecta un aumento de repeticiones a la falla de hasta cuatro órdenes de magnitud, mientras que a compresión este aumento no llega a un orden de magnitud.

En la actualidad, es práctica común tener estructuraciones de pavimentos donde la rigidez de las diferentes capas disminuye con la profundidad; sin embargo, estos resultados teóricos muestran que rigidizar la sub-base, incluso más que la base, resulta benéfico para la estructura. Esto no implica que la base se construya con materiales de baja calidad, sino que la rigidez de sub-base sea mayor que la de la base, partiendo de la consideración que la base es adecuada para soportar la carga de diseño.

4.4.2 Efecto del espesor de carpeta

Como se mencionó en párrafos anteriores, los espesores de la capa asfáltica utilizados en este trabajo fueron de 8, 12 y 16 cm. Para ilustrar el comportamiento de esta variación de espesores se presentan las figs 4.28 a 4.31, donde se graficaron espesores de carpeta asfáltica contra deformaciones máximas a la tensión y compresión.

En lo relativo a las deformaciones de tensión, el incremento del espesor de la carpeta no tiene un efecto definido ya que de acuerdo con los resultados mostrados en figs 4.28 y 4.29, en unos casos la deformación a la tensión decrece y en otros aumenta con el espesor de carpeta. En ambos casos, sin embargo, la influencia no es significativa.

La razón por la cual el espesor de la carpeta no tiene un efecto definido se debe al patrón de deformaciones horizontales que se desarrolla bajo una área cargada. Como se indica esquemáticamente en la fig 4.32, el máximo desplazamiento horizontal se presenta a cierta profundidad cuya posición depende básicamente de la dimensión del área cargada y de las características estratigráficas del suelo de apoyo. Para un espesor de carpeta h_1 y un ancho de llanta $2l$, la deformación unitaria de tensión es

$$\epsilon_{t1} = \frac{2l}{\Delta l_1}$$

Para un espesor de pavimento h_2 e igual ancho de llanta $2l$, la deformación correspondiente, Δl_2 , resulta mayor. Por consiguiente, la deformación a la tensión $\epsilon_{t2} > \epsilon_{t1}$. Sin embargo, si el espesor de la carpeta se incrementa, la

deformación Δl disminuye y, consecuentemente, la deformación unitaria a la tensión decrece.

La tendencia general que tiene la deformación unitaria de aumentar con el espesor de la carpeta y luego disminuir cuando se rebasa un cierto valor del espesor también se observa en los resultados de las figs 4.28 y 4.29. Este comportamiento se refleja en la vida del pavimento como se ve al comparar las curvas correspondientes de las figs 4.25 a 4.27.

Por otra parte, la tendencia de las deformaciones a la compresión en la terracería es a disminuir cuando se aumenta el espesor de carpeta. Esta disminución, como se puede apreciar en las figs 4.30 y 4.31, no es muy importante. En la fig. 4.25 se detecta que, para los casos con base de 24 y 34 cm, la falla ocurre primero por compresión (aparición de roderas); mientras que para el caso con base de 8 cm, las grietas originadas por la tensión aparecen primero hasta un valor de $K^* = 1$, en donde las roderas y las grietas aparecen simultáneamente.

Cuando el espesor de carpeta es de 16 cm (fig 4.27), los ciclos a la falla por tensión y a compresión son próximos, teniendo que para el caso con base de 24 cm, prácticamente la falla por tensión y compresión ocurren al mismo tiempo.

Estos resultados tienen implicaciones importantes de carácter práctico ya que indican que aumentar el espesor de carpeta no representa una acción que beneficie significativamente a la estructura del pavimento.

4.4.3 Efecto del espesor de base

Para evaluar el efecto de este parámetro se seleccionaron

espesores de sub-base y carpeta de 25 y 8 cm, respectivamente. De esta forma se graficaron, para valores de $K^* = 8$ y 2, las deformaciones a la tensión contra espesores de base. Estas gráficas se presentan en las figs 4.33 y 4.34, en las que se observa claramente la reducción de las deformaciones a la tensión con el aumento del espesor de base. Esto también resalta en las figs 4.25 a 4.27, donde se observa un aumento en el número de ciclos a la falla de hasta cinco órdenes de magnitud al pasar de una base de 8 a una de 34 cm.

En cuanto a las deformaciones a compresión, el aumento en el espesor de base provoca que dichas deformaciones disminuyan (figs 4.35 y 4.36). En comparación con el número de ciclos a la falla a tensión, los correspondientes a compresión sufren poca influencia debido a este incremento en el espesor de base (figs 4.25 a 4.27).

Debido a estas tendencias se puede deducir que el hecho de aumentar el espesor de base se traduce en un incremento de la vida útil del pavimento. Es importante aclarar que para el diseño de pavimentos uno de los parámetros que más se ponderan es el factor económico, lo que significa que no se podrán colocar espesores demasiado grandes, ya que resultarían no realizables por su alto costo.

Se creyó conveniente mencionar el párrafo anterior debido a la importancia que reviste; sin embargo, los objetivos del presente trabajo no pretenden abordar estos conceptos.

4.4.4 Efecto del espesor de la sub-base

La acción de la capa de sub-base recae directamente sobre la deformaciones a la compresión, ya que como se observa en las

figs. 4.35 y 4.36, al aumentar su espesor las deformaciones a la compresión se ven disminuidas. Este efecto es más notorio cuando la rigidez de la sub-base es mayor. La variación de este espesor origina, en las deformaciones a tensión, poco cambio, ocasionando que la vida útil del pavimento sea regida por las deformaciones a compresión.

4.4.5 Efecto de la magnitud de la carga

Al observar las figs 4.33 a 4.36, se puede apreciar que las deformaciones, tanto a tensión como a compresión, aumentan de una manera prácticamente proporcional al incremento de la magnitud de carga. Esto nos indica que para el rango de cargas, por eje sencillo, que se utiliza comúnmente, la influencia de éstas sobre la estructura es lineal. Posiblemente, a cargas mayores que las propuestas en este trabajo esto no funcione así, sin embargo, no interesa, ya que serian cargas no admisibles debido a su magnitud.

4.4.6 Efecto de las rigideces de la base y sub-base

Durante los análisis que se llevaron a cabo se pudo observar la elástica que presenta un pavimento para diferentes condiciones de rigidez. En la fig 4.37 se dibujó, de manera esquemática, las deformaciones que sufre el pavimento para materiales rígidos y menos rígidos. Esta figura resalta la presencia de diferentes zonas en donde aparecen tensiones. Cuando la rigidez es baja se aprecia que en la parte inferior de la carpeta y bajo las cargas, se presentan tensiones; de igual forma aparecen en el centro del claro, pero en la parte superficial de la carpeta. Mientras que para condiciones de rigidez mayores, esto no sucede ya que unicamente se presentan tensiones en la parte inferior de la carpeta.

Continuando con este análisis se optó por observar el comportamiento del pavimento para las mismas relaciones de rigidez K^* , pero con la variante de que los valores de K_b y K_{sb} fuesen proporcionalmente mayores. A este respecto se decidió tomar rigideces de referencia, las cuales son el resultado mínimo del promedio pesado para cada pavimento considerado, es decir el valor mínimo de la siguiente expresión:

$$K_a = \frac{d_b K_b + d_{sb} K_{sb}}{d_b + d_{sb}}$$

De esta forma las rigideces de referencia se presentan en la tabla 4.3. para estructuraciones que van desde 2.5 hasta 250 veces la rigidez de referencia, se obtuvieron las deformaciones a tensión y a compresión para las diferentes relaciones de rigidez (K^*) propuestas. En las deformaciones a la tensión se detectó claramente la disminución de éstas con el aumento de la rigidez ponderada (K_a). Para apreciar esto se presenta la fig 4.38, donde se graficó en el eje de las abscisas los valores de K_r/K_a y en el eje de las ordenadas un factor f_t , ambos afectados por la geometría del pavimento. Dicho factor es el cociente de la deformación para la rigidez de referencia entre la deformación correspondiente a la rigidez K_a .

De acuerdo con los resultados obtenidos de este análisis, se puede decir que este factor de tensión (f_t), el cual toma en consideración el aumento proporcional de K_b y K_{sb} , limita dicho aumento en las rigideces, ya que para un valor de $K^*=2$ y valores de 10.5 veces K_r , las tensiones se reducen de una manera considerable tendiendo a cero. Esto origina que los ciclos a la falla a tensión se incrementen de una manera tal que el criterio de falla que rige es el debido a las deformaciones a compresión.

Referente a las deformaciones a la compresión se realizó de forma análoga este análisis, detectando también la disminución de éstas con el aumento proporcional de K_b y K_{sb} . Esta disminución no resultó tan drástica como ocurrió para el caso de las deformaciones a tensión. De esta forma se presenta la fig 4.39, donde se puede obtener el valor del factor de compresión (f_v), en función de la relación K_r/K_a y la geometría del pavimento.

4.4.7 Efecto del ángulo de fricción interna

Como se mencionó en el subcapítulo 4.1, todos los análisis realizados en este trabajo se efectuaron con un modelo elástico no lineal, aplicando la expresión propuesta por Duncan (ref 8). La finalidad de esta expresión es la de modificar el modulo inicial en función del estado de esfuerzos.

Partiendo de la ec (4.1) tenemos que si

$$w = \left[1 - \frac{R_f (1 - \text{sen } \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \text{sen } \phi} \right]^2$$

$$E_1 = K \text{ Pa} \left(\frac{\sigma_3}{\text{Pa}} \right)^n$$

entonces

$$E_t = w E_1$$

Para diferentes valores del ángulo de fricción interna tenemos que w vale:

$$\phi = 0^\circ$$

$$w = \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c} \right]^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$w = \left[1 - \frac{R_f}{2} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sqrt{3} + \sigma_3} \right]^2$$

$$\phi = 90^\circ$$

$$w = 1$$

La variación de E_t en función de ϕ se puede apreciar en la fig 4.40. Si consideramos que el rango de valores de ángulos de fricción esta entre 20° y 45° , entonces la diferencia entre los módulos de elasticidad tangente, correspondientes a cada extremo de este rango, es del orden del 30%. Para visualizar lo anterior se presenta la fig 4.41, donde se graficó el módulo de elasticidad inicial contra el módulo de elasticidad tangente para diferentes ángulos de fricción.

Por otra parte el valor de K influye directamente sobre el módulo tangente. Para considerar el efecto del ángulo de fricción interna para casos diferentes a este trabajo, basta aumentar o disminuir el valor de K en la misma proporción que varía el módulo tangente al cambiar el ángulo de fricción interna.

| CAPA | E_1 (t/m^2) | ν | γ_3 (t/m^3) | K | n | ϕ ($^\circ$) | C (t/m^2) | Rf |
|------------|----------------------|-------|---------------------------|--------|------|------------------------|------------------|-----|
| Carpeta | 150 000 | 0.35 | 2.2 | 14 563 | 0.0 | 30 | 1 | 0.0 |
| Base | 41 200 | 0.38 | 2.0 | 4 000 | 0.1 | 30 | 1 | 0.9 |
| Sub-base | 20 600 | 0.38 | 2.0 | 2 000 | 0.3 | 28 | 1 | 0.9 |
| Terracería | 8 240 | 0.40 | 1.6 | 800 | 0.56 | 28 | 1 | 0.9 |

Tabla 4.1 . Propiedades de las capas del pavimento.

| CARGA (ton) | BASE (cm) | SUB-BASE (cm) | D E F O R M A C I O N (10^{-5} m/m) | |
|----------------|--------------|------------------|-------------------------------------------|------------|
| | | | TENSION | COMPRESION |
| 8.2 | 8 | 15 | 18.67 | 73.40 |
| | | 25 | 14.45 | 64.79 |
| | | 40 | 11.47 | 54.38 |
| | 24 | 15 | 4.55 | 53.42 |
| | | 25 | 3.90 | 48.47 |
| | | 40 | 3.30 | 42.20 |
| | 34 | 15 | 1.90 | 45.90 |
| | | 25 | 1.60 | 42.26 |
| | | 40 | 1.50 | 37.28 |

Tabla 4.2 Efecto del espesor de sub-base ($K^* = 2$, $d_c = 8$ cm).

| db | d _{sb} | K _r |
|----|-----------------|----------------|
| 8 | 15 | 1717 |
| | 25 | 1348 |
| | 40 | 1083 |
| 14 | 15 | 2190 |
| | 25 | 1757 |
| | 40 | 1187 |
| 24 | 15 | 2654 |
| | 25 | 2214 |
| | 40 | 1812 |
| 34 | 15 | 2928 |
| | 25 | 2517 |
| | 40 | 2108 |

Tabla 4.3 Rigideces de referencia

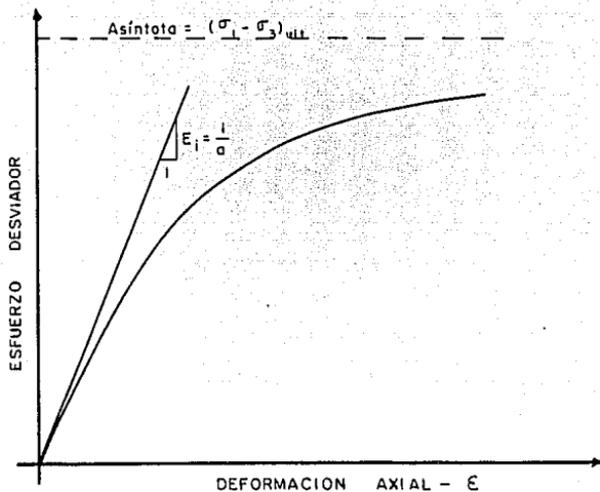


Fig 4.1 Curva hiperbólica esfuerzo-deformación.

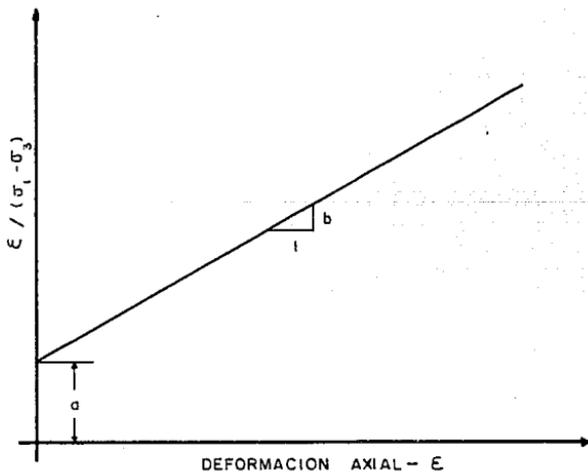


Fig 4.2 Curva hiperbólica transformada.

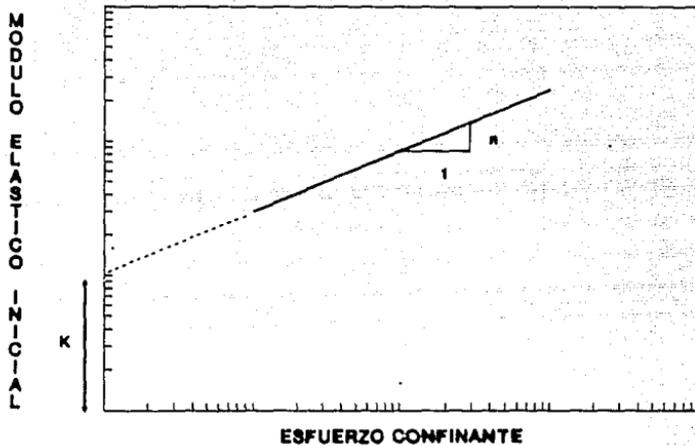
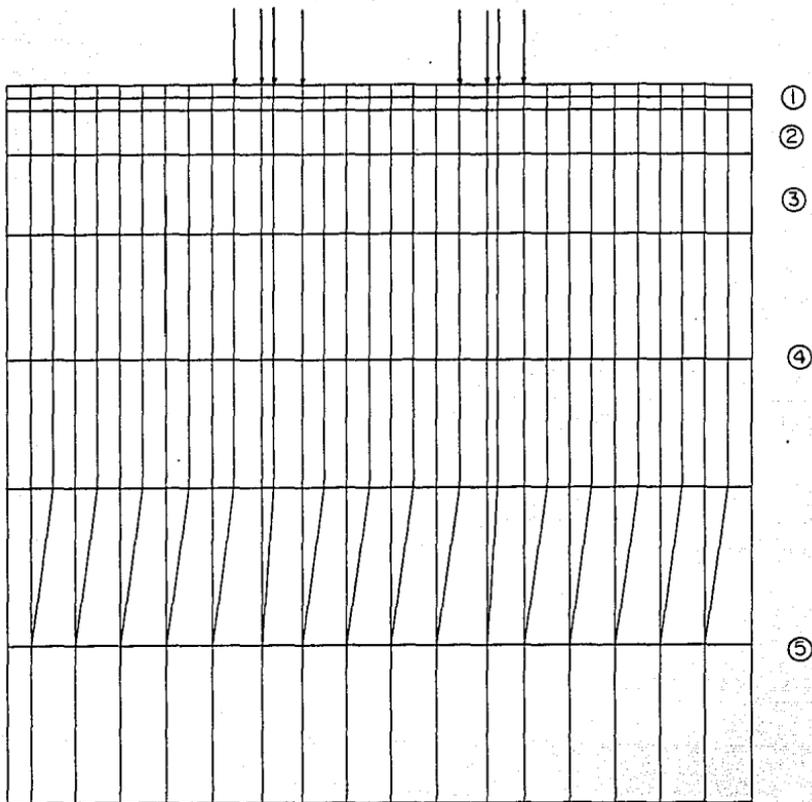
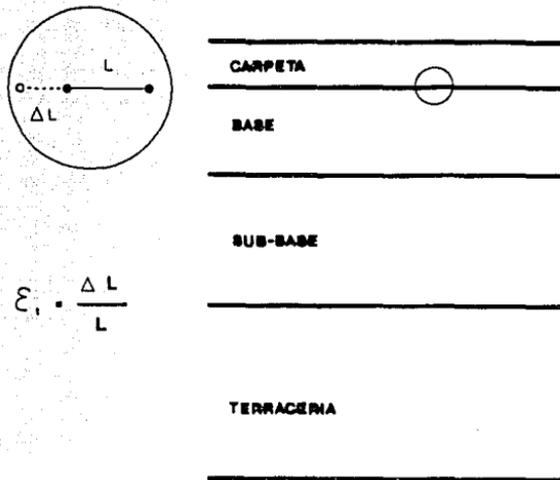


Fig 4.3 Variación del módulo elástico inicial.



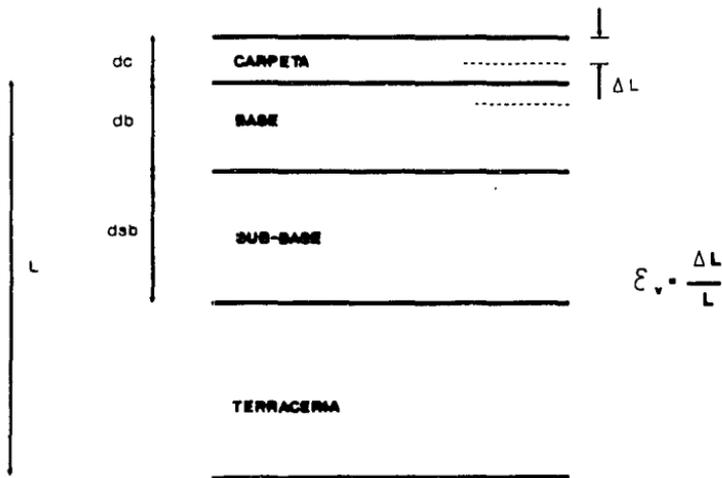
- ① CARPETA
- ② BASE
- ③ SUB-BASE
- ④, ⑤ TERRACERIAS

Fig 4.4 Malla de elementos finitos.



$$\epsilon_t = \frac{\Delta L}{L}$$

Fig 4.5 Determinación de las deformaciones a tensión.



$$\epsilon_v = \frac{\Delta L}{L}$$

Fig 4.6 Determinación de las deformaciones a compresión.

CARGA DE 8.2 ton $d_c=8$ cm

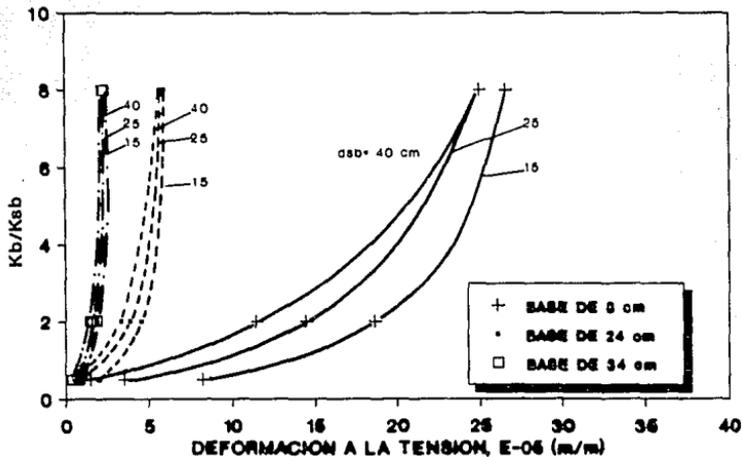


Fig 4.7 Rigidez relativa vs deformación a tensión.

CARGA DE 12 ton $d_c=8$ cm

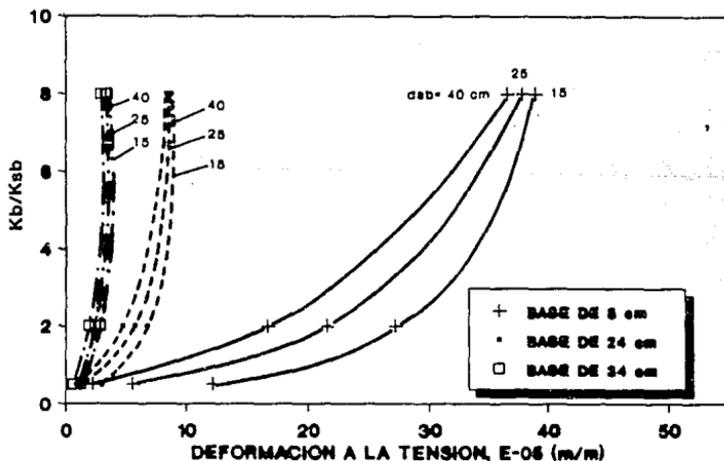


Fig 4.8 Rigidez relativa vs deformación a tensión.

CARGA DE 16 ton dc=8 cm

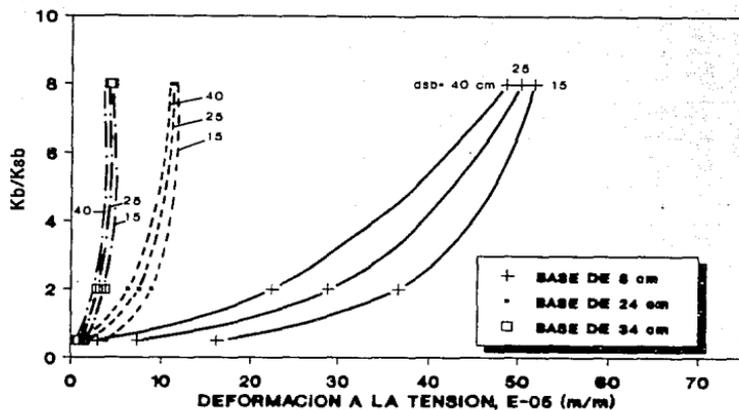


Fig 4.9 Rigidez relativa vs deformación a tensión.

CARGA DE 8.2 ton dc=12 cm

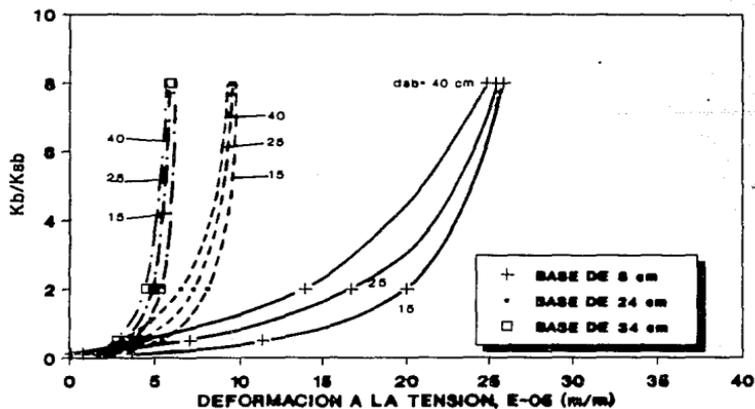


Fig 4.10 Rigidez relativa vs deformación a tensión.

CARGA DE 12 ton $d_c=12$ cm

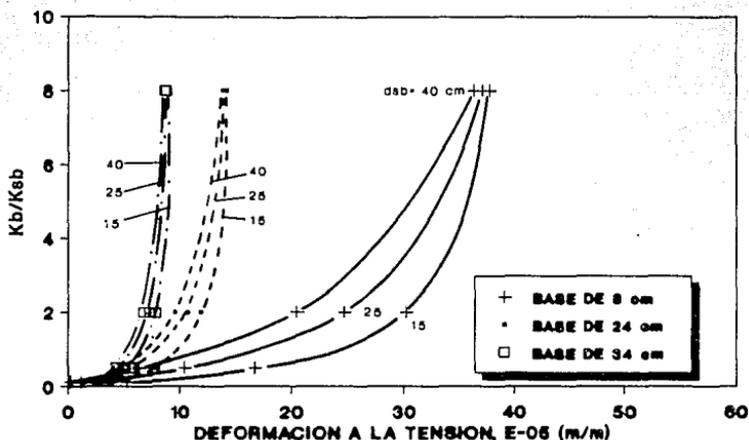


Fig 4.11 Rigidez relativa vs deformación a tensión.

CARGA DE 16 ton $d_c=12$ cm

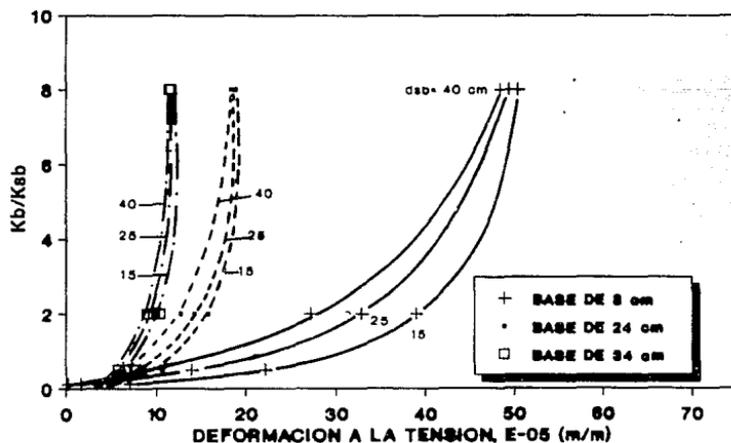


Fig 4.12 Rigidez relativa vs deformación a tensión.

CARGA 8.2 ton $d_c=16$ cm

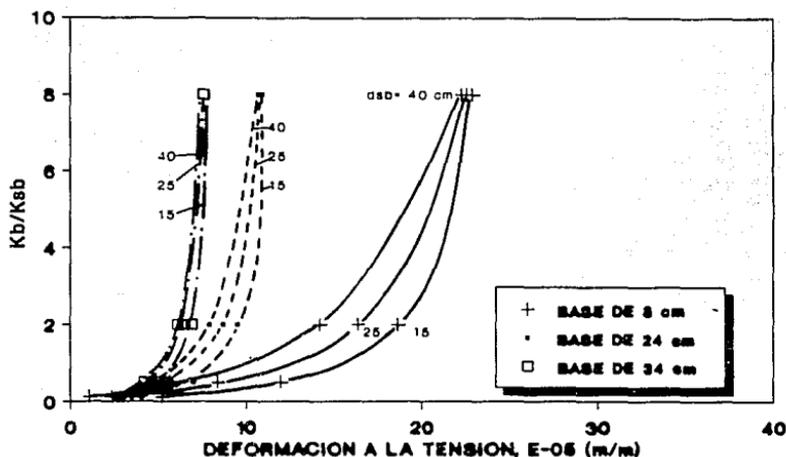


Fig 4.13 Rigidez relativa vs deformación a tensión.

CARGA DE 12 ton $d_c=16$ cm

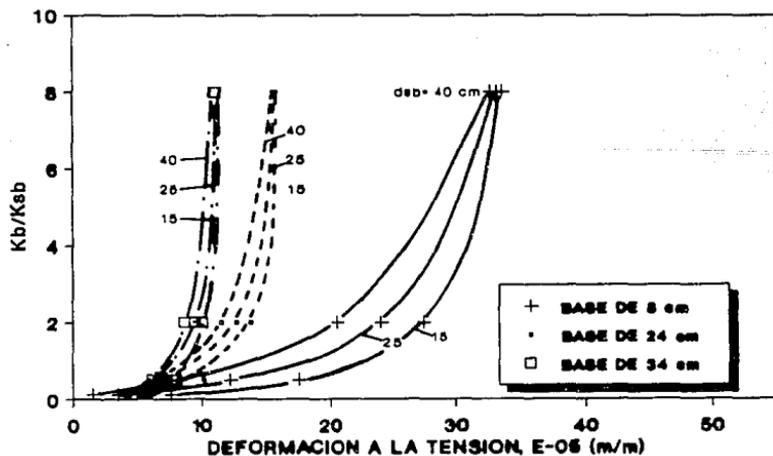


Fig 4.14 Rigidez relativa vs deformación a tensión.

CARGA DE 16 ton $d_c=16$ cm

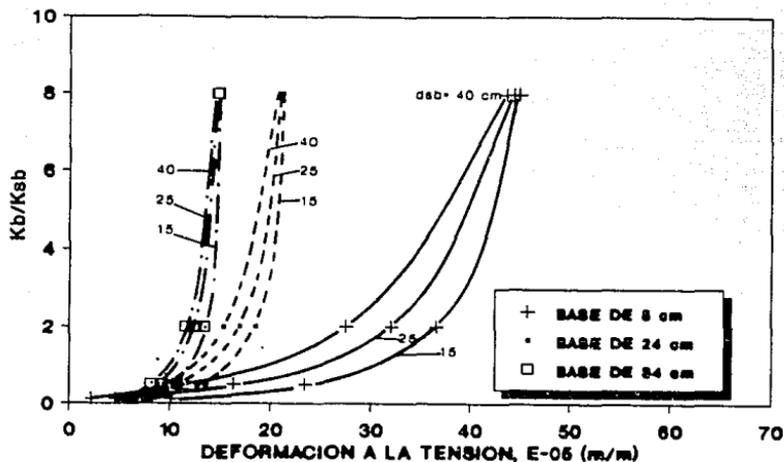


Fig 4.15 Rigidez relativa vs deformación a tensión.

CARGA DE 8.2 ton $d_c=8$ cm

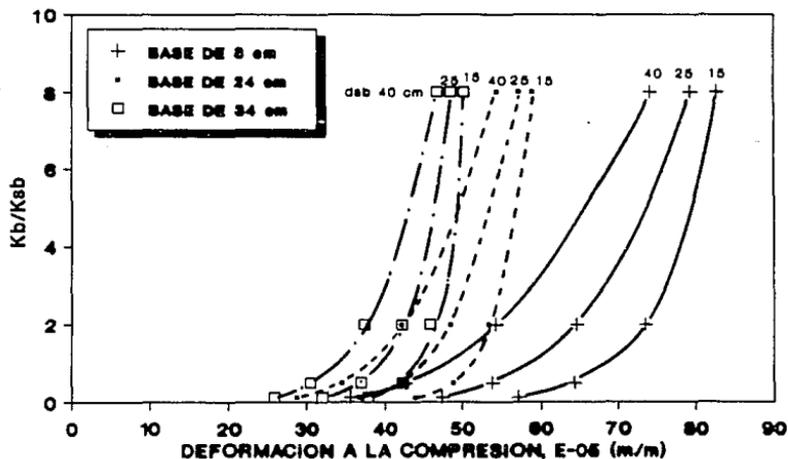


Fig 4.16 Rigidez relativa vs deformación a compresión.

CARGA DE 12 ton $d_c=8$ cm

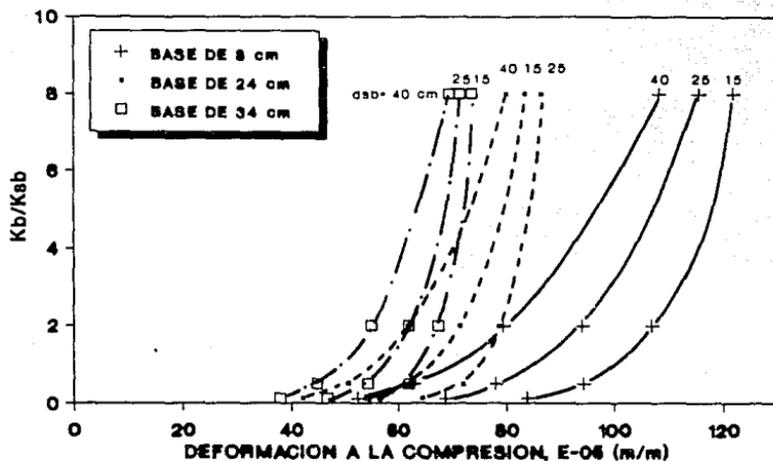


Fig. 4.17 Rigidez relativa vs deformación a compresión.

CARGA DE 16 ton $d_c=8$ cm

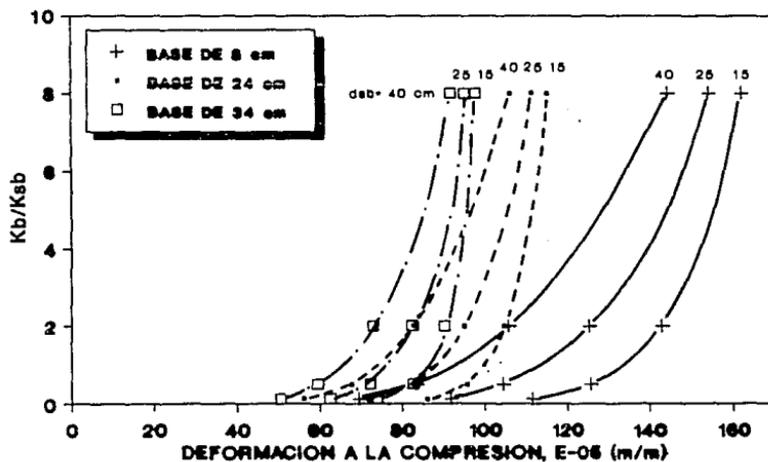


Fig. 4.18 Rigidez relativa vs deformación a compresión.

CARGA DE 8.2 ton $d_c=12$ cm

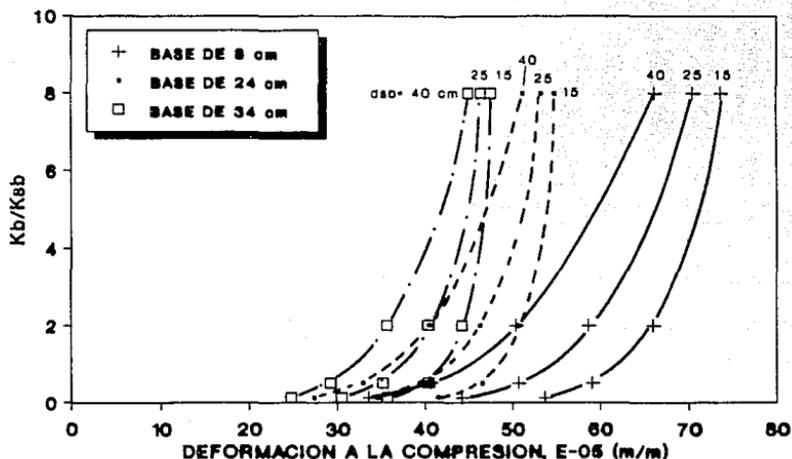


Fig 4.19 Rigidez relativa vs deformación a compresión.

CARGA DE 12 ton $d_c=12$ cm

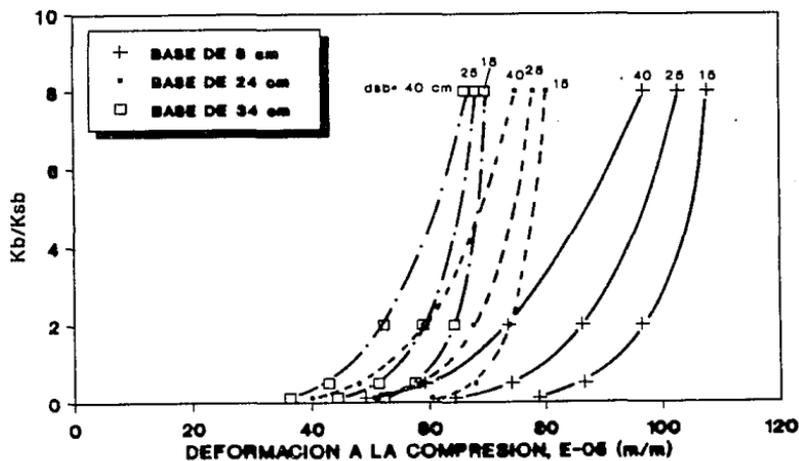


Fig 4.20 Rigidez relativa vs deformación a compresión.

CARGA DE 16 ton $d_c=12$ cm

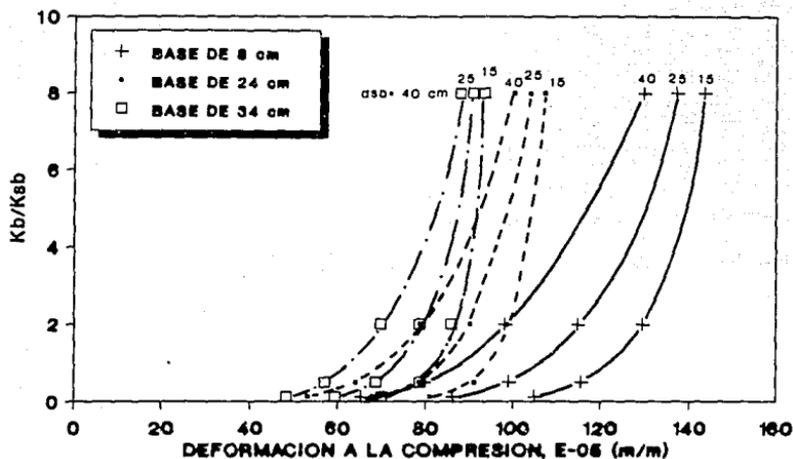


Fig 4.21 Rigidez relativa vs deformación a compresión.

CARGA DE 8.2 ton $d_c=16$ cm

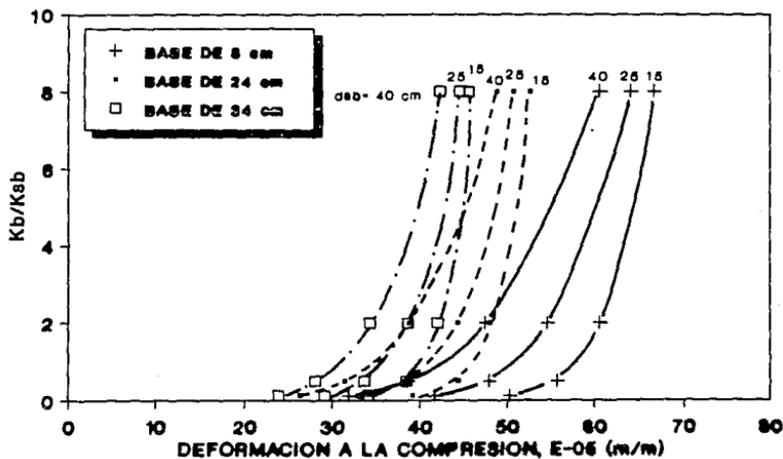


Fig 4.22 Rigidez relativa vs deformación a compresión.

CARGA DE 12 ton $d_c=16$ cm

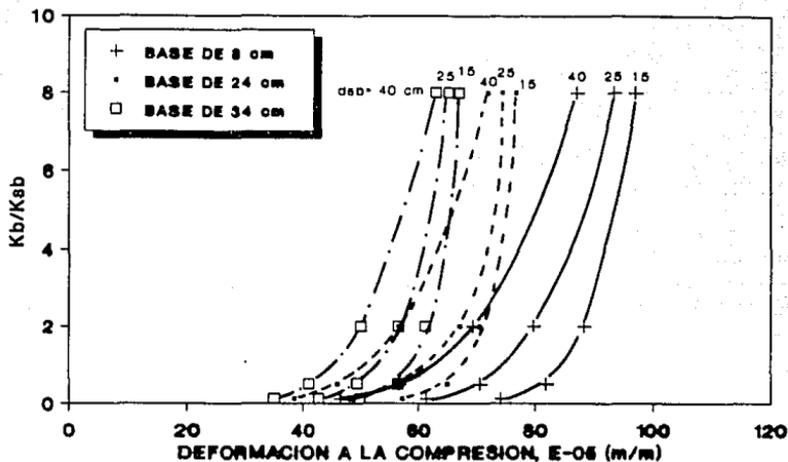


Fig 4.23 Rigidez relativa vs deformación a compresión.

CARGA DE 16 ton $d_c=16$ cm

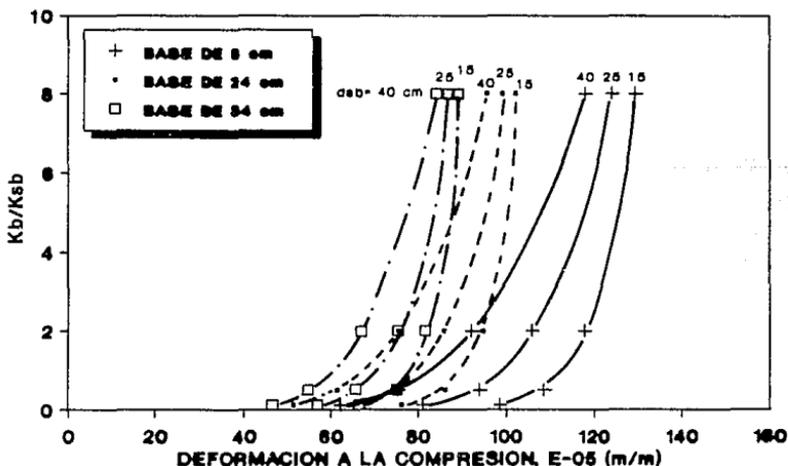


Fig 4.24 Rigidez relativa vs deformación a compresión.

dc=8 cm ddb=16 cm

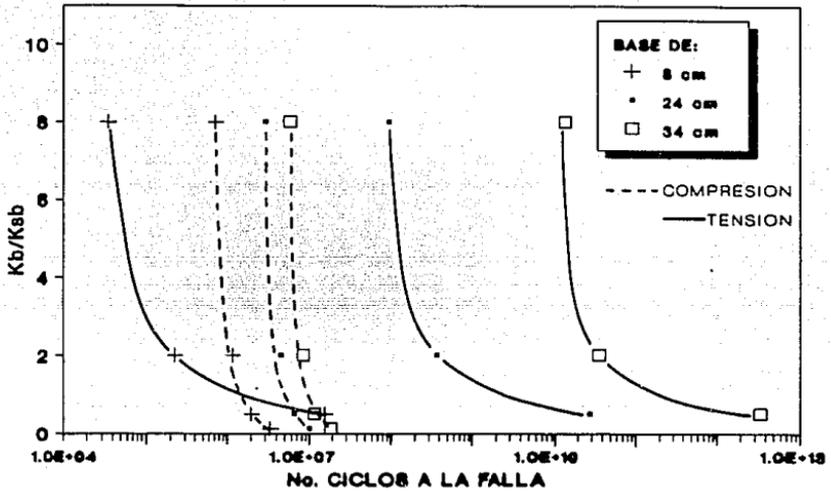


Fig 4.25 Rigidez relativa vs No. de ciclos a la falla.

dc=12 cm ddb=16 cm

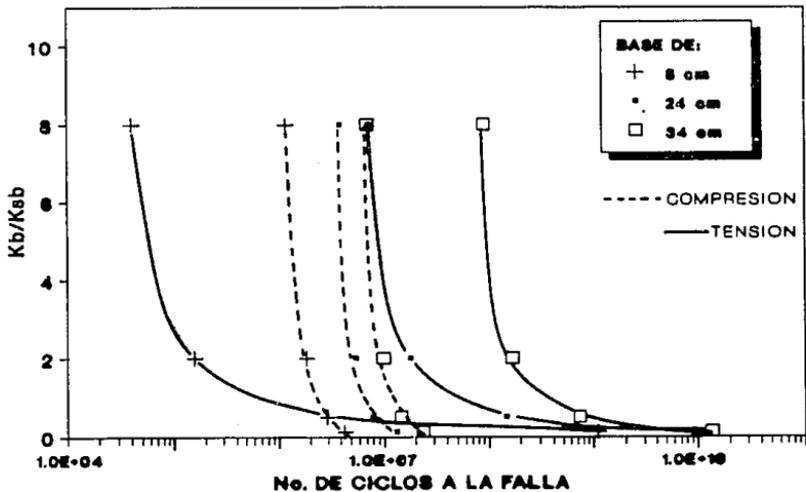


Fig 4.26 Rigidez relativa vs No. de ciclos a la falla.

dc=16 cm dsb=15 cm

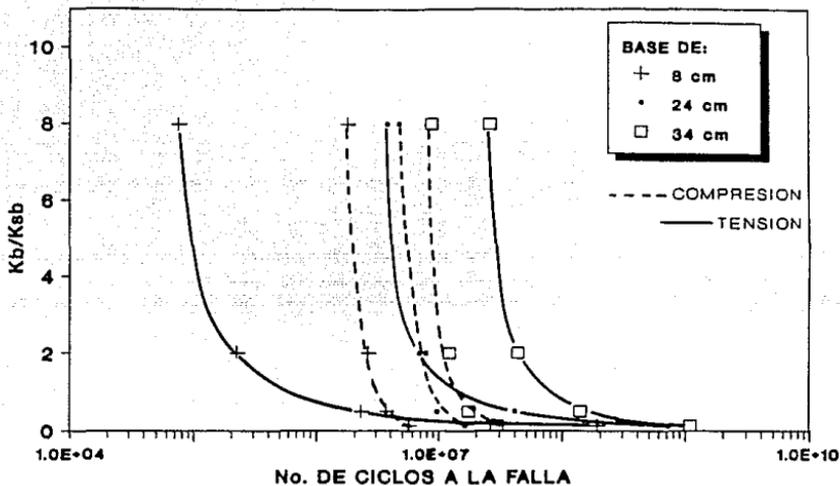


Fig 4.27 Rigidez relativa vs No. de ciclos a la falla.

Kb/Ksb=8 dsb=25 cm

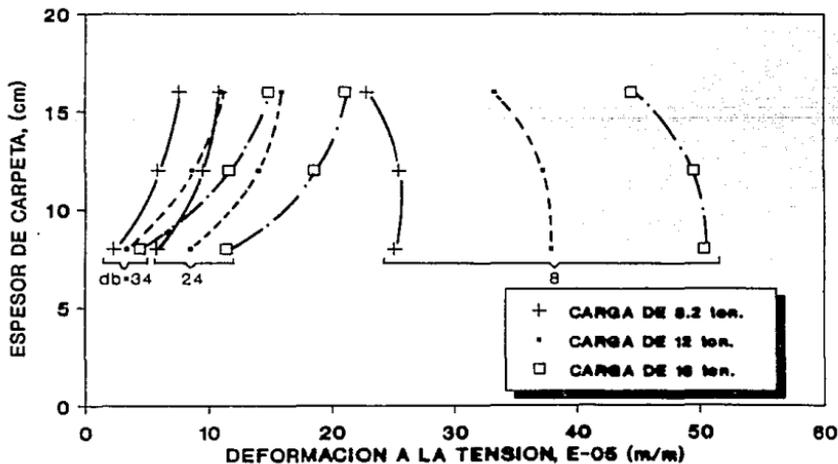


Fig 4.28 Espesor de carpeta vs deformación a tensión.

$K_b/K_{sb}=2$ $dsb=25$ cm

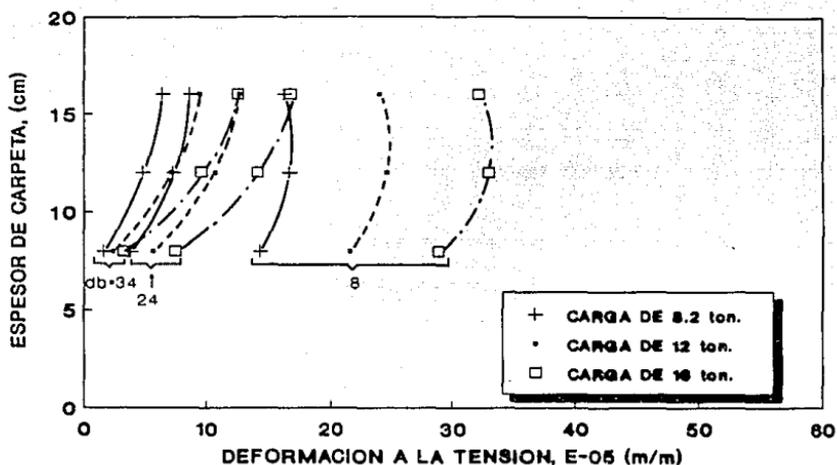


Fig 4.29 Espesor de carpeta vs deformación a tensión.

$K_b/K_{sb}=8$ $dsb=25$ cm

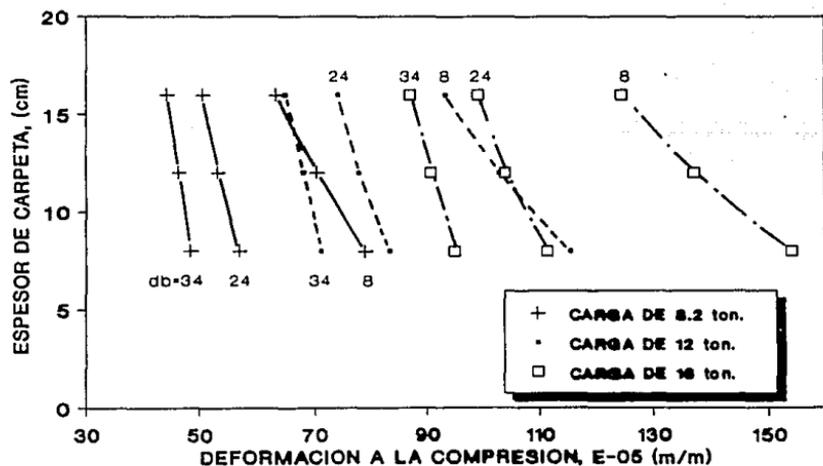


Fig 4.30 Espesor de carpeta vs deformación a compresión.

$K_b/K_{sb}=2$ $ds_b=25$ cm

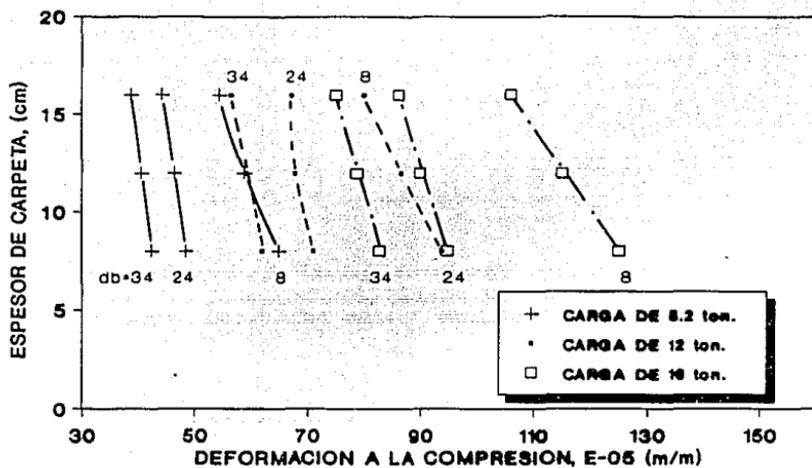


Fig 4.31 Espesor de carpeta vs deformación a compresión.

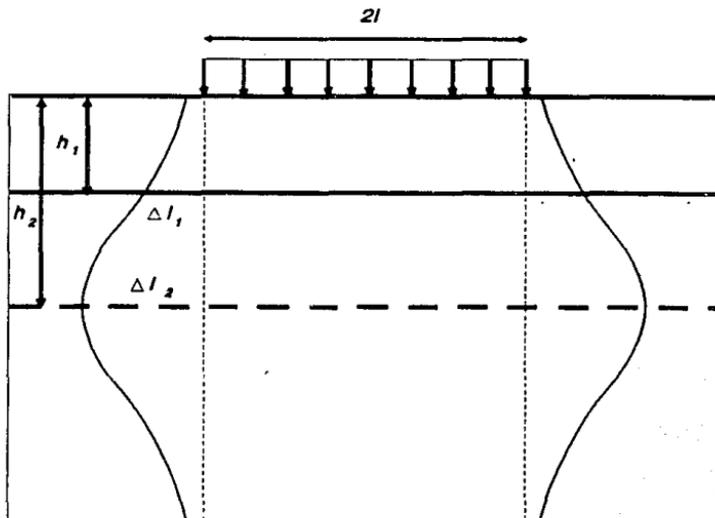


Fig 4.32 Desplazamientos horizontales bajo una área cargada

dc=8 cm dsb=25 cm Kb/Ksb=8

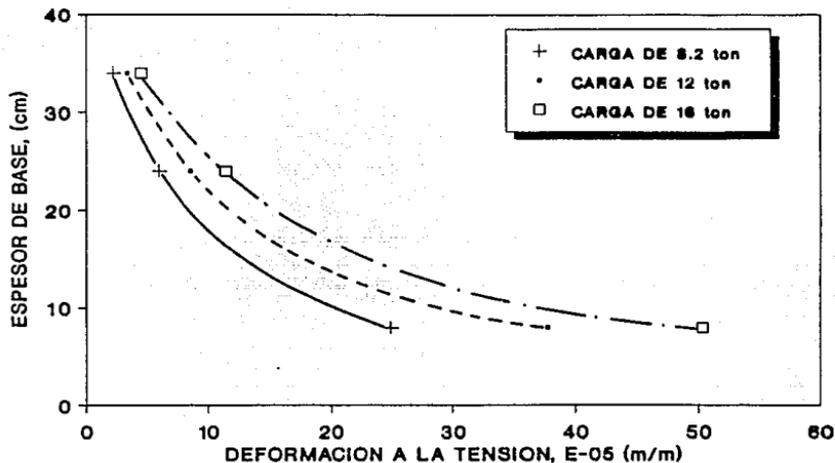


Fig 4.33 Espesor de base vs deformación a tensión.

dc=8 cm dsb=25 cm Kb/Ksb=2

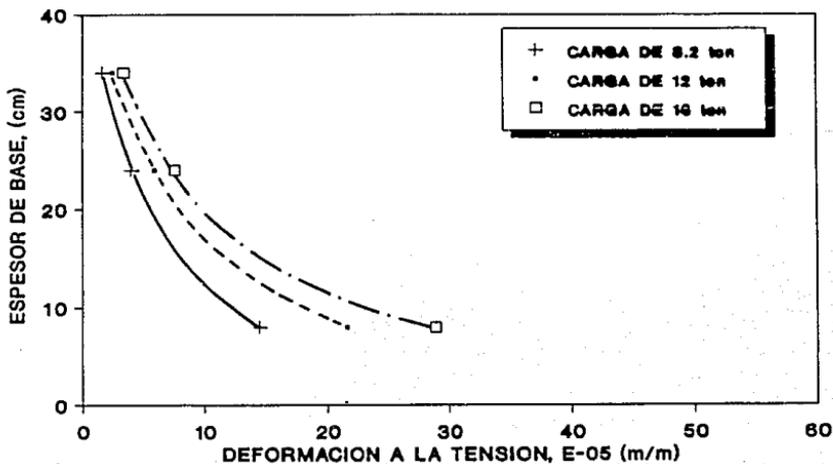


Fig 4.34 Espesor de base vs deformación a tensión.

dc=8 cm Kb/Ksb=8

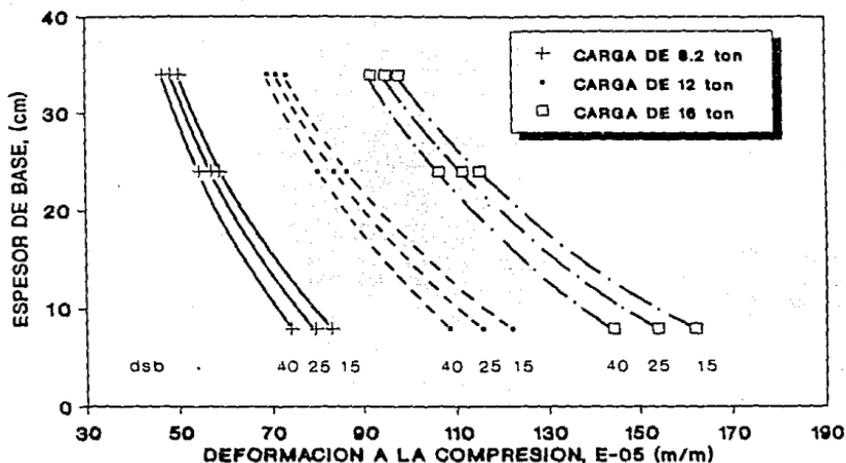


Fig 4.35 Espesor de base vs deformación a compresión.

dc=8 cm Kb/Ksb=2

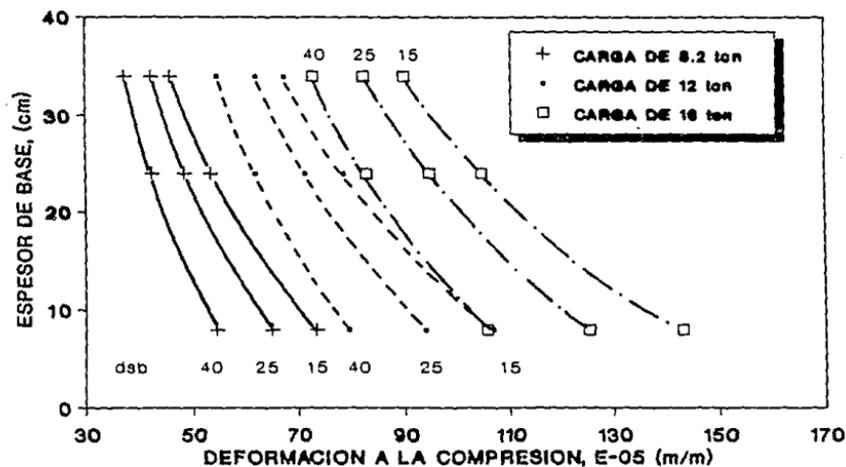


Fig 4.36 Espesor de base vs deformación a compresión.

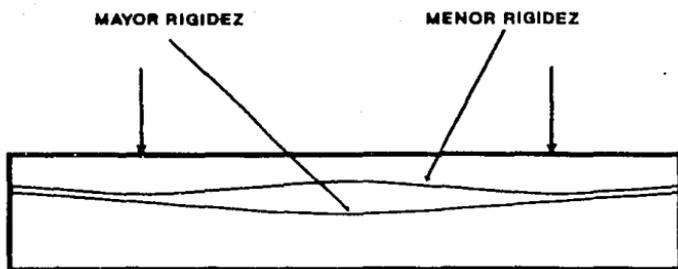
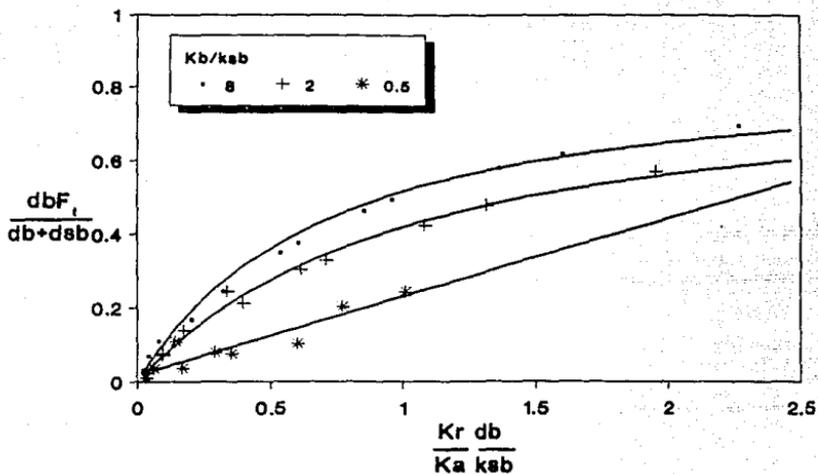


Fig 4.37 *Elástica de un pavimento para diferentes condiciones de rigidez*



NOTA

Si

$$R = \frac{db F_t}{db+dsb}$$

$$S = \frac{Kr db}{Ka dsb}$$

Entonces

$$Kb/Ksb = 8$$

$$Kb/Ksb = 2$$

$$Kb/Ksb = 0.5$$

$$R = \frac{S}{0.82 + 1.13 S}$$

$$R = \frac{S}{1.23 + 1.17 S}$$

$$R = 0.21 S + 0.019$$

Fig 4.38 Factor de tensión en función de la rigidez y geometría

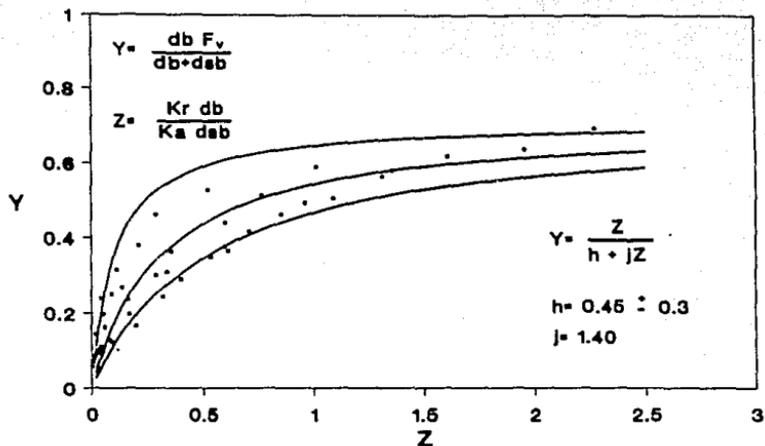


Fig 4.39 Factor de compresión en función de la rigidez y geometría

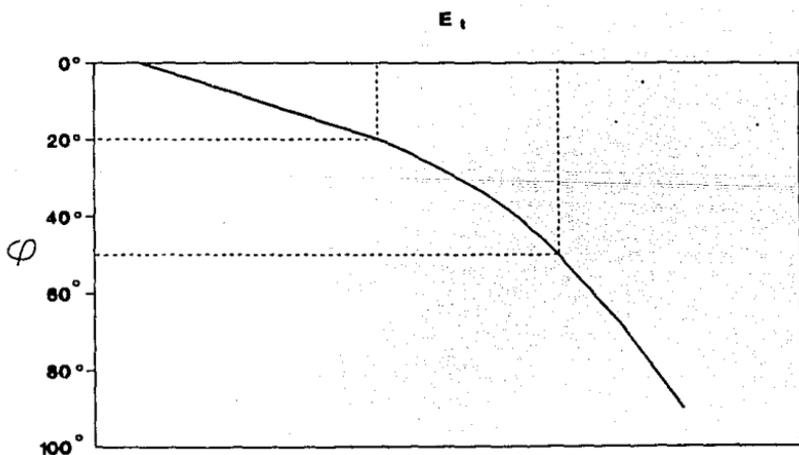


Fig 4.40 Variación del módulo tangente en función del ángulo de fricción

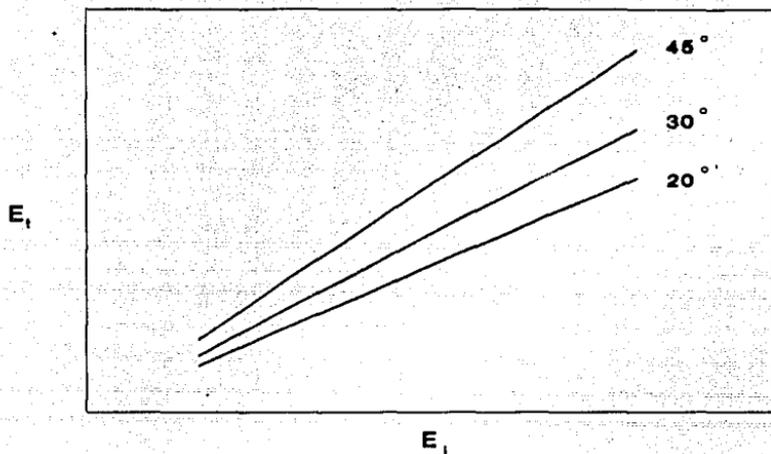


Fig 4.41 Módulo elástico inicial vs módulo tangente para diferentes ángulos de fricción

5. METODO DE DISEÑO PROPUESTO

Hasta aquí se ha hablado del método del elemento finito, su aplicación en pavimentos y del comportamiento de éstos ante diversas condicionantes. Ahora se establecerán las correlaciones necesarias que permitan generalizar los resultados presentados en el capítulo 4 y así, resulten útiles en el diseño geométrico de pavimentos flexibles. En el presente capítulo se describe la metodología que se propone como alternativa a los procedimientos existentes para diseñar pavimentos flexibles.

5.1 Generalización de los resultados

La primera acción que se tomó fue normalizar las gráficas de las figuras 4.7 a 4.24. Para esto, se graficaron los valores de K^* contra ϵ_t/ϵ_v (deformación a la tensión / la deformación a la

compresión), estas gráficas se presentan en las figs 5.1 a 5.9. Por la forma que presentan estas curvas se decidió ajustarles un modelo hiperbólico, similar al mostrado en el capítulo anterior (figs 4.1 y 4.2). Si llamamos

$$\epsilon_n = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_v} \quad (5.1)$$

$$K^* = \frac{K_b}{K_{ab}} \quad (5.2)$$

entonces se llega a que dichas curvas tienen ecuaciones de la forma:

$$\epsilon_n = \frac{K^*}{a + b K^*} \quad (5.3)$$

Se observa que el denominador de esta expresión representa la ecuación de una recta donde el eje de las abscisas esta dado por K^* y las ordenadas por K^*/ϵ_n . De tal manera que los parámetros a y b se obtienen mediante el análisis de regresión lineal sobre estos ejes.

Paralelamente a esto se llevó a cabo el mismo procedimiento con las gráficas de las figs 4.7 a 4.15. Teniendo para éstas, ecuaciones de la misma forma que la expresión (5.3), pero con parámetros diferentes.

$$\epsilon_t = \frac{K^*}{\alpha + \beta K^*} \quad (5.4)$$

Una vez obtenidos los parámetros se procedió a correlacionarlos, graficándolos contra el espesor de base. Dichas gráficas se elaboraron para cada espesor de carpeta

propuesto, tal como se muestra en las figs de la 5.10 a la 5.21. Se puede apreciar también, que los parámetros a y b son independientes de la carga, no así de los espesores de sub-base, en donde esta influencia es más notoria para el parámetro a que para el b.

En el caso del parámetro α , éste se ve influenciado tanto por la carga impuesta como por la variación del espesor de sub-base (figs 5.16 a 5.18). Mientras que el parámetro β tan sólo se ve afectado por las diferentes cargas propuestas (figs 5.19 a 5.21).

Con objeto de agrupar de una mejor manera las curvas de los parámetros mencionados, se realizaron gráficas en donde se normalizaron las propiedades geométricas (espesores de carpeta base y sub-base). Así pues, para el caso del parámetro a se presentan las figs 5.22 a 5.24, en las que en el eje de las abscisas se encuentran los valores de

$$X = \frac{d_c}{(d_b + d_{sb})}$$

que fue la relación que mejor agrupó los puntos correspondientes. Las curvas que se obtuvieron son del tipo hiperbólico a las cuales se les ajustó una ecuación de la forma:

$$a = \frac{c}{x^g} \quad (5.5)$$

donde

d_c = Espesor de carpeta.

d_b = Espesor de base.

d_{sb} = Espesor de sub-base.

c y g = Constantes que se obtienen del análisis de ajuste.

En la fig 5.25 se grafican las tres curvas correspondientes para cada espesor de base, además se incluye una tabla con los valores de las constantes c y g . En esta gráfica se aprecia que las constantes son función del espesor de base, por lo que se decidió graficarlas contra dicho espesor (figs 5.26 y 5.27), obteniendo para el caso de la constante g , una recta; mientras que para c se tiene una curva exponencial. En ambos casos el análisis de regresión lineal arrojó un valor de coeficiente de correlación (r) cercano a uno (0.99988 y 0.99417, respectivamente).

Al graficar b contra valores de d_b/d_c (fig 5.28), se observó que los puntos así obtenidos se agrupan en una curva exponencial, a la cual se le ajustó la siguiente ecuación:

$$b = 1.48 e^{0.628 \frac{d_b}{d_c}} \quad (5.6)$$

Las literales d_c y d_b tienen el mismo significado utilizado en la ec (5.5). Conviene mencionar que el coeficiente de correlación que se obtuvo al realizar el análisis de regresión lineal fue $r = 0.99824$.

Continuando con este análisis, tenemos que para el caso del parámetro α , también resultaron curvas hiperbólicas, al graficarlo contra valores de X (figs 5.29 a 5.31), obteniéndose una ecuación de la misma forma que la expresión 5.5, pero que

para diferenciarla de ésta, se tiene que:

$$\alpha = \frac{\theta}{X^\eta} \quad (5.7)$$

Donde X significa lo mismo que en la ec (5.5) y las constantes del análisis de regresión son θ y η . Con objeto de visualizar la tendencia de este parámetro se construyó la fig 5.32, en la que además de apreciar las curvas para diferentes cargas, se incluyó una tabla con los valores de las constantes θ y η para las diversas cargas. Con esta información se realizaron las figs 5.33 y 5.34, donde en la primera se detecta que la constante θ se relaciona con la carga a través de una ecuación exponencial. Mientras que en la segunda figura se aprecia una variación lineal de la constante η con respecto a la carga.

Por lo que se refiere al parámetro β , se le graficó contra valores de db/dc , obteniéndose curvas exponenciales para cada carga considerada (figs 5.35 a 5.37). A estas curvas se les ajustó la siguiente expresión:

$$\beta = \Delta e^{\gamma \frac{db}{dc}} \quad (5.8)$$

donde Δ y γ son constantes resultado del análisis de regresión, cuyos valores se presentan en la figura 5.38, en la que también se pueden apreciar las curvas para diferentes cargas. El valor de γ no cambió, es decir, siempre resultó ser igual a 0.68; sin embargo, el valor de Δ sí muestra una variación con respecto a la carga; con objeto de ilustrar esto, se elaboró la fig 5.39. Esta gráfica muestra que la variación contra la carga es del tipo exponencial, así que se le ajustó la siguiente ecuación:

$$\Delta = 0.0503 e^{-0.091P}$$

(5.9)

donde P es la carga por eje sencillo. El coeficiente de correlación obtenido, después del análisis de regresión fue $r = 0.99965$.

Hasta este momento, con el establecimiento de correlaciones y ajustes de curvas, se ha llegado a generalizar los resultados para los valores de carga y espesor de base. A partir de éstos se pretende desarrollar un método para diseñar pavimentos tomando en cuenta los criterios mencionados en párrafos anteriores.

5.2 Método desarrollado

Con la ayuda del método del elemento finito, se simuló el comportamiento de pavimentos bajo diversas condiciones. Tal comportamiento se representó con modelos matemáticos expuestos en el inciso anterior. Así pues, el método de diseño que se propone, sólo consiste en hacer uso de dichos modelos matemáticos para diferentes características geométricas, estructurales y de carga para el pavimento en cuestión.

Para una mejor comprensión y facilidad de manejo, este método se describirá por pasos.

PASO 1

Para iniciar, se debe contar con: el número de años de servicio (n) esperados para el pavimento a diseñar, la tasa de crecimiento anual del tránsito, la carga de diseño por eje sencillo y la distribución vehicular esperada, así como la

carga por eje de cada vehículo involucrado.

A continuación se supondrán espesores de carpeta (d_c), base (d_b) y sub-base (d_{sb}). Es importante mencionar que todos los espesores deberán estar dados en centímetros. Aclarado lo anterior, el espesor de base se sustituye en las ecuaciones:

$$g = 0.04 d_b + 0.97 \quad (5.10)$$

$$c = 1.407 e^{-0.11d_b} \quad (5.11)$$

Con estas constantes conocidas, se puede calcular el valor del parámetro a sustituyéndolas en la expresión 5.5 .

Sustituyendo la relación de espesores d_b/d_c en la ec (5.6) se calcula el parámetro b . De esta forma, los parámetros a y b , hasta aquí calculados, se sustituyen en la expresión 5.3, para lo cual se tendrá que suponer una relación de rigideces (K^*). Es muy aconsejable, para fines de comparación, suponer dos o más valores de K^* , lo que arrojará dos o más valores de deformación normalizada (ϵ_n). Esto además permitirá al diseñador adquirir sensibilidad con respecto al método propuesto.

PASO 2

A partir de la carga de diseño propuesta (P), en toneladas, se calculan las constantes e , η y Δ con ayuda de las siguientes expresiones:

$$e = 0.024 e^{-0.115P} \quad (5.12)$$

$$\eta = 0.014 P + 1.44 \quad (5.13)$$

$$\Delta = 0.0503 e^{-0.091P}$$

Obtenidas las primeras dos constantes (ϵ y η), se procede a calcular el parámetro α , el cual se obtiene sustituyendo los valores de estas constantes en la ec (5.7). Paralelamente con la constante Δ se obtiene el valor del parámetro β sustituyéndola en la ec (5.8).

Teniendo los parámetros α y β se procede a calcular la deformación a la tensión con auxilio de la expresión 5.4. Es importante aclarar que se debe calcular esta deformación a la tensión para los mismos valores de rigidez K^* seleccionados en el paso 1. La deformación a la tensión calculada de esta manera estará expresada en 10^{-5} m/m.

Para considerar el efecto de las rigideces de base y sub-base, se multiplica esta deformación por el factor f_t , el cual se obtiene de la fig 4.38.

PASO 3

Como lo muestra la ec (5.1), la deformación normalizada esta dada por el cociente de la deformación a la tensión entre la correspondiente a compresión. Por lo tanto, con los valores de las deformaciones normalizada y a la tensión, se procede a calcular la deformación a la compresión mediante un simple despeje algebraico.

De igual forma que para el caso de las deformaciones a tensión, se multiplica la deformación a compresión por el factor f_v , que se obtiene de la fig 4.39.

PASO 4

En el capítulo 4 se habló de la existencia de múltiples criterios para definir la falla por fatiga, presentándose varias expresiones que calculan el número de ciclos para dicha falla. Con la finalidad de comparar dos de estas expresiones se dibujaron las figs 5.40 y 5.41, donde se grafican el número de ciclos a la falla contra la deformación a la tensión y a la compresión, respectivamente. Conviene aclarar que estas ecuaciones son resultado de múltiples pruebas realizadas en el extranjero, y por lo tanto las condiciones de construcción, materiales, temperatura, etc. son diferentes a las presentes en nuestro país. Lo que hace necesario la realización, en México, de ensayos de este tipo para nuestros pavimentos.

Ante la situación anterior se decidió utilizar las ecuaciones de Marchand, para calcular el número de ciclos a la falla tanto a tensión como a compresión.

$$N_{rt} = \left[\frac{0.0195085}{\epsilon_t} \right]^{5.25} \quad (5.14)$$

$$N_{rv} = \left[\frac{0.021}{\epsilon_v} \right]^{\frac{1}{0.24}} \quad (5.15)$$

PASO 5

Con la carga por eje sencillo de cada tipo de vehículo esperado, se efectúan los pasos 2, 3 y 4 (como la geometría propuesta no cambia, entonces el valor de la deformación normalizada tampoco). De esta manera se obtendrá el número de ciclos a la falla a compresión y tensión (N_{rv} y N_{rt}) para

cada vehículo considerado. A partir de estos resultados se valorará el daño ocasionado por cada carga impuesta. Tal daño se valorará como sigue:

$$Cdt = \frac{Nrt}{Nrt1} \quad (5.16)$$

$$Cdv = \frac{Nrv}{Nrv1} \quad (5.17)$$

Cdt, Cdv = Coeficientes de daño a tensión y a compresión, respectivamente.

Nrt, Nrv = Número de ciclos a la falla a tensión y a, compresión respectivamente.

Nrt1, Nrv1= Número de ciclos a la falla, para cada vehículo considerado, a tensión y a compresión, respectivamente.

PASO 6

El tránsito acumulado (para cada vehículo involucrado) durante un periodo de n años de servicio se calcula mediante el empleo de la siguiente expresión:

$$Ta = TDPA_1 \cdot 365 \cdot \sum_{j=1}^n (1 + r)^{j-1} \quad (5.18)$$

donde

$TDPA_1$ = Tránsito promedio diario anual para el vehículo i.

r = Tasa de crecimiento del tránsito, expresada en decimales.

n = Años de servicio.

A continuación se calculará el tránsito acumulado equivalente a la carga de diseño por medio de la siguiente ecuación:

$$T_{ae} = T_a C_d \quad (5.19)$$

Donde C_d es el coeficiente de daño a tensión o a compresión calculado con las expresiones 5.16 y 5.17 respectivamente.

Finalmente se aplica la ley de Miner, la cual establece que la condición de falla se alcanza cuando:

$$\sum_{i=1}^k \frac{N_i}{T_{ae}} = 1 \quad (5.20)$$

donde

N_i = Número de ciclos a la falla debida a la carga de diseño.

T_{ae} = Tránsito acumulado equivalente.

k = Número de tipos diferentes de vehículos.

Este análisis se realiza tanto para los ciclos a la falla por compresión como a tensión. Si el resultado de este cociente es menor a 1 es indicativo que la geometría propuesta es la suficiente para soportar el número esperado de repeticiones de carga de diseño. Pero es importante resaltar, que se pueden obtener estructuras sobrediseñadas, a este respecto se deberán valuar otras alternativas, ya sea con otras rigideces o bien con nuevos espesores. Esto último dependerá de las condiciones prevalecientes de cada proyecto.

En cambio, si el resultado de la ec (5.20) es mayor o igual a uno, se tendrá que revisar la geometría propuesta y regresarse al paso 1 para iniciar el proceso con una geometría distinta. El proceso finaliza hasta cumplir con la condición que establece la ley de Miner.

Con la finalidad de agilizar la aplicación del método, se

presentan a continuación las expresiones 5.21 y 5.22 respectivamente, resultantes de la sustitución de todas las constantes y parámetros, dejando tales expresiones en función de las características geométricas, rigideces y cargas.

K^*

$$\epsilon_t = \frac{0.024 e^{-0.115P}}{\left[\frac{d_c}{d_b+d_{sb}} \right]^{0.014P + 1.44}} + 0.0503 K^* e^{(0.68 \frac{db}{dc} - 0.091P)}$$

$$\frac{1.407 e^{-0.11db}}{\left[\frac{d_c}{d_b+d_{sb}} \right]^{0.04db+0.97}} + 1.48 K^* e^{(0.628 \frac{db}{dc})}$$

$$\epsilon_v = \frac{0.024 e^{-0.115P}}{\left[\frac{d_c}{d_b+d_{sb}} \right]^{0.014P + 1.44}} + 0.0503 K^* e^{(0.68 \frac{db}{dc} - 0.091P)}$$

Estas expresiones son fácilmente programables tanto en una calculadora de bolsillo como en una computadora personal, lo que hace que el método sea realmente práctico, ya que se podrán variar espesores, rigideces y cargas obteniéndose resultados rápidamente.

Para ilustrar la aplicación de este método se presenta un ejemplo en el Anexo 1.

CARGA DE 8.2 ton dc=8 cm

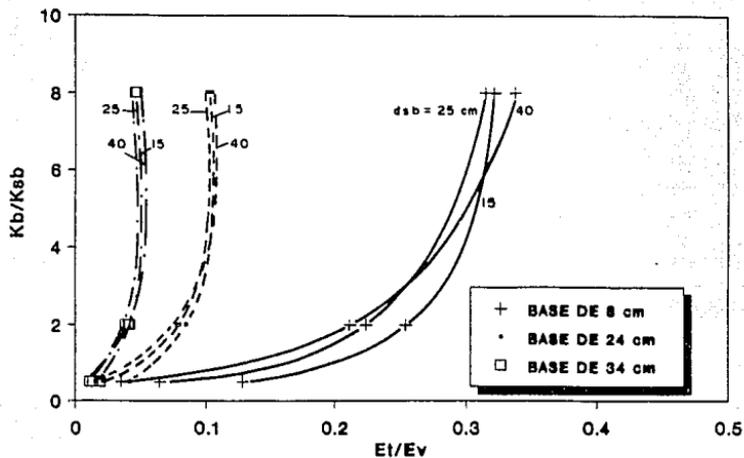


Fig 5.1 Rigidez relativa vs deformación normalizada.

CARGA DE 12 ton dc=8 cm

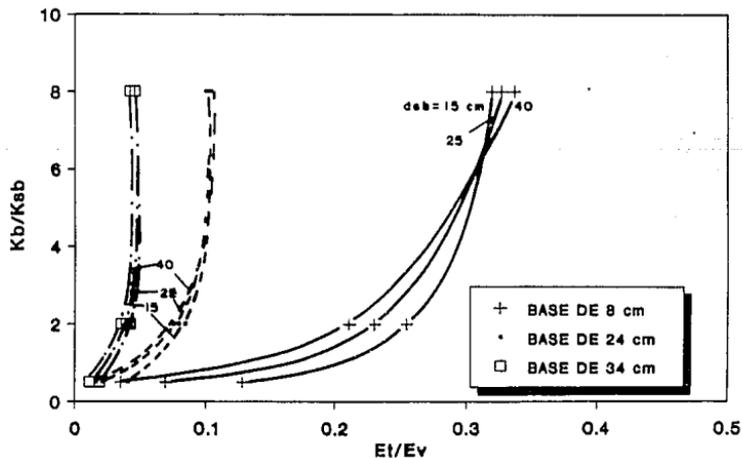


Fig 5.2 Rigidez relativa vs deformación normalizada.

CARGA DE 16 ton $dc=8$ cm

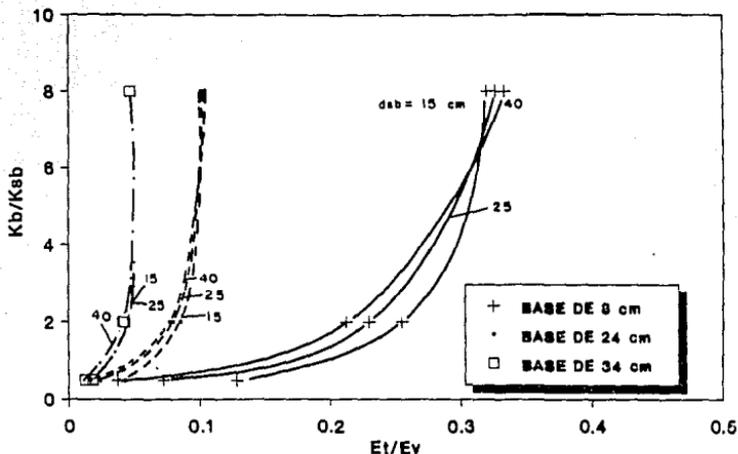


Fig 5.3 Rigidez relativa vs deformación normalizada.

CARGA DE 8.2 ton $dc=12$ cm

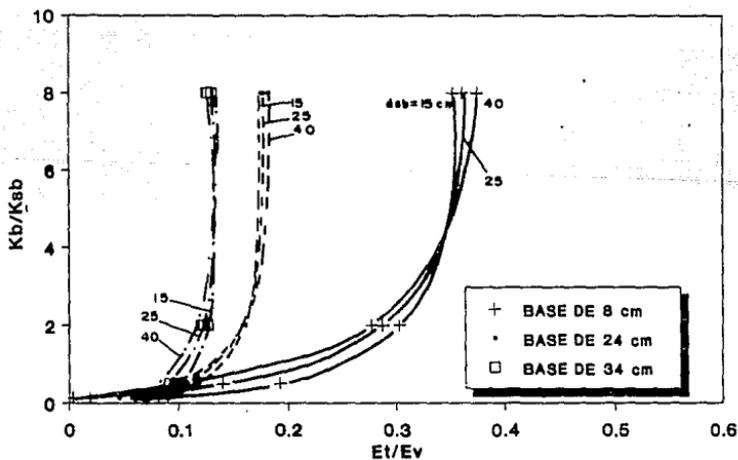


Fig 5.4 Rigidez relativa vs deformación normalizada.

CARGA DE 12 ton dc=12 cm

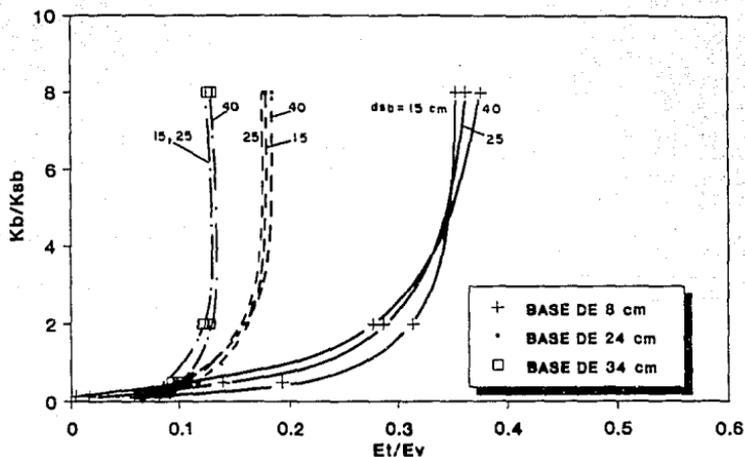


Fig 5.5 Rigidez relativa vs deformación normalizada.

CARGA DE 16 ton dc=12 cm

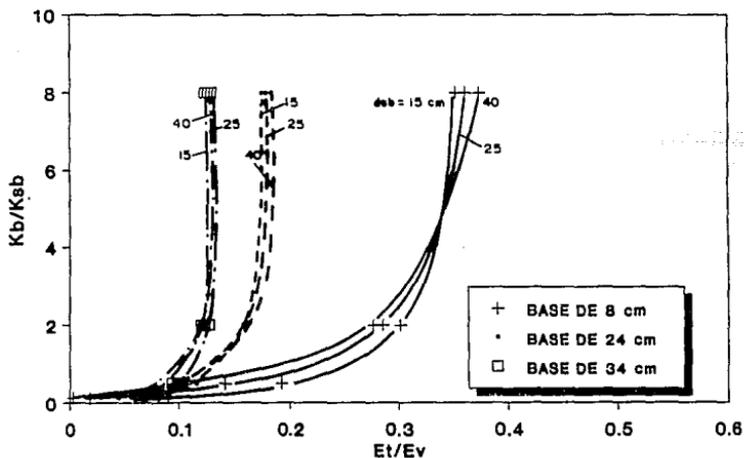


Fig 5.6 Rigidez relativa vs deformación normalizada.

CARGA DE 8.2 ton dc=16 cm

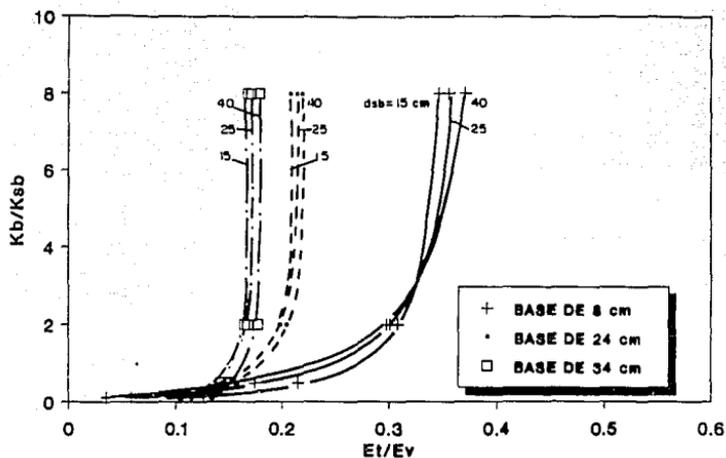


Fig 5.7 Rigidez relativa vs deformación normalizada.

CARGA DE 12 ton dc=16 cm

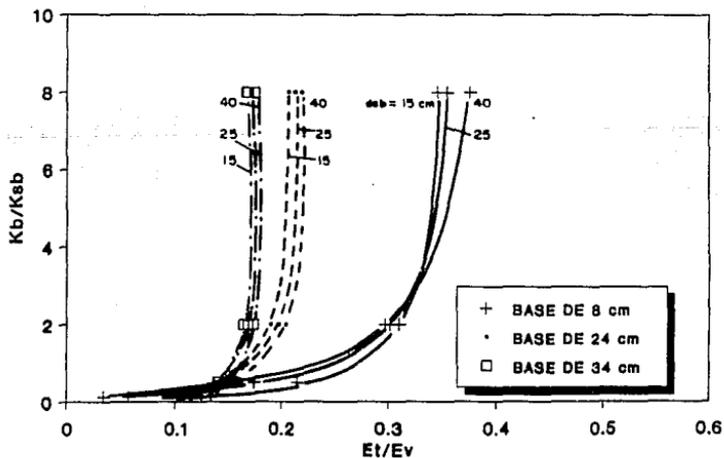


Fig 5.8 Rigidez relativa vs deformación normalizada.

CARGA DE 16 ton $dc=16$ cm

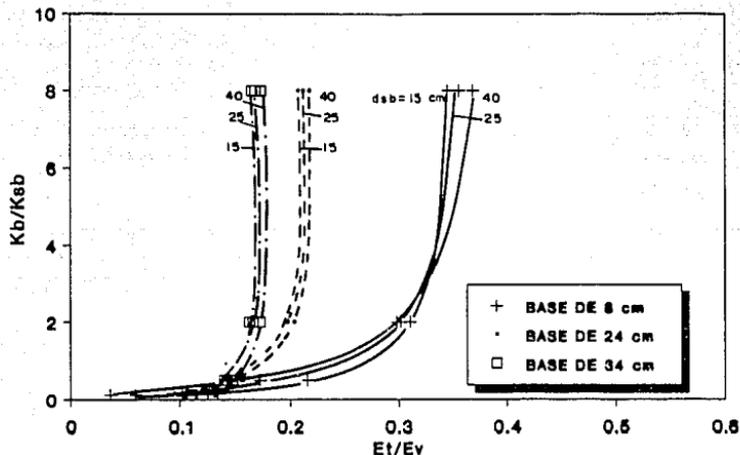


Fig 5.9 Rigidez relativa vs deformación normalizada.

$dc = 8$ cm

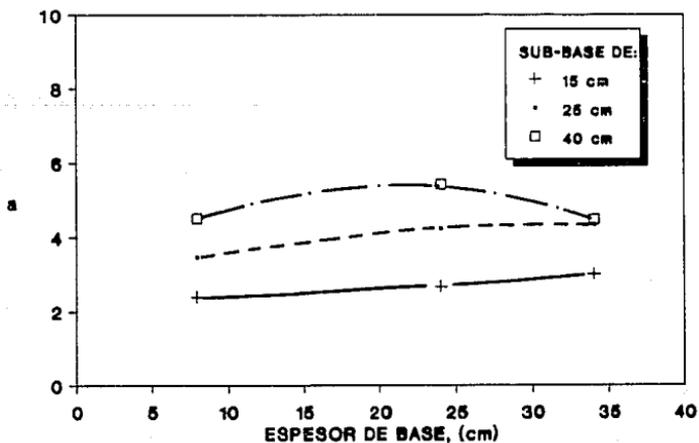


Fig 5.10 Parámetro a vs espesor de base.

dc = 12 cm

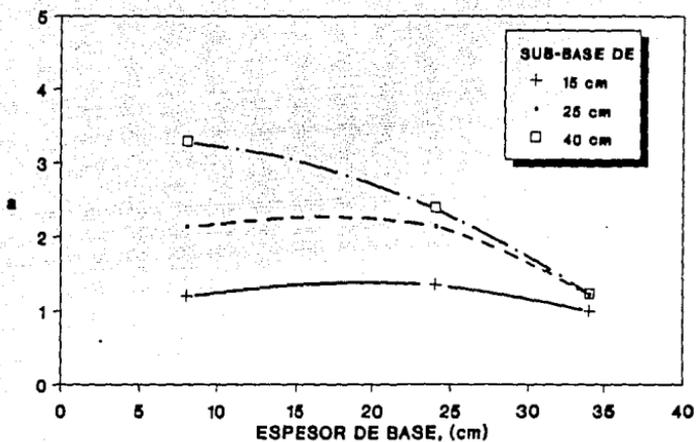


Fig 5.11 Parámetro a vs espesor de base.

dc = 16 cm

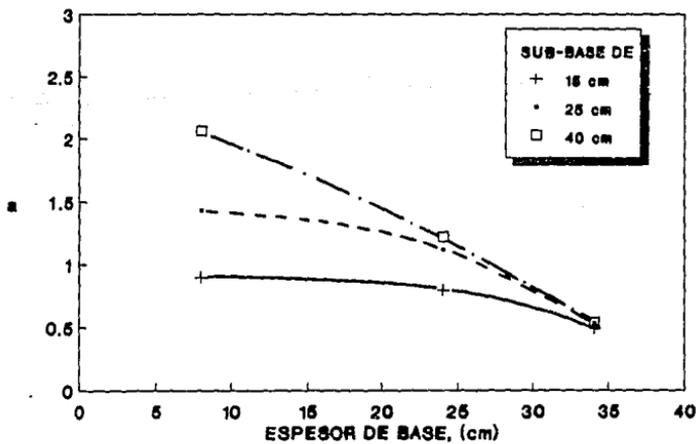


Fig 5.12 Parámetro a vs espesor de base.

dc= 8 cm

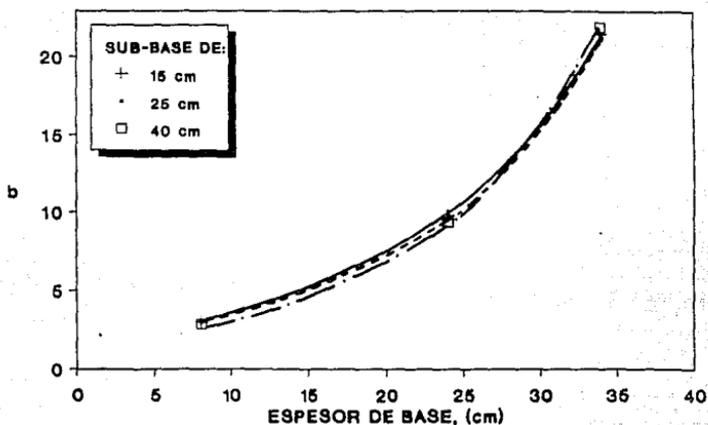


Fig 5.13 Parámetro b vs espesor de base.

dc= 12 cm

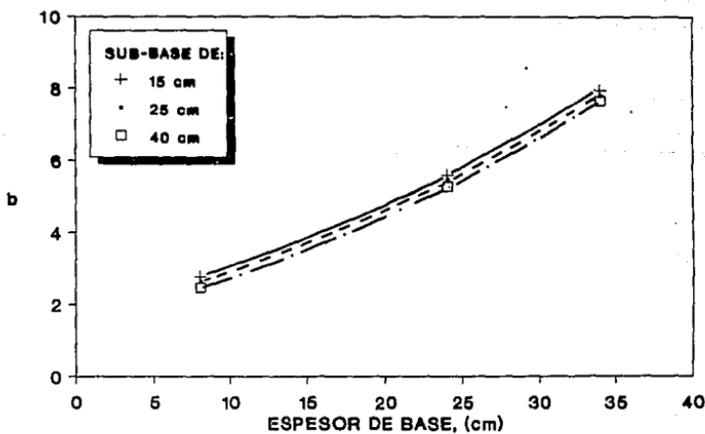


Fig 5.14 Parámetro b vs espesor de base.

dc = 16 cm

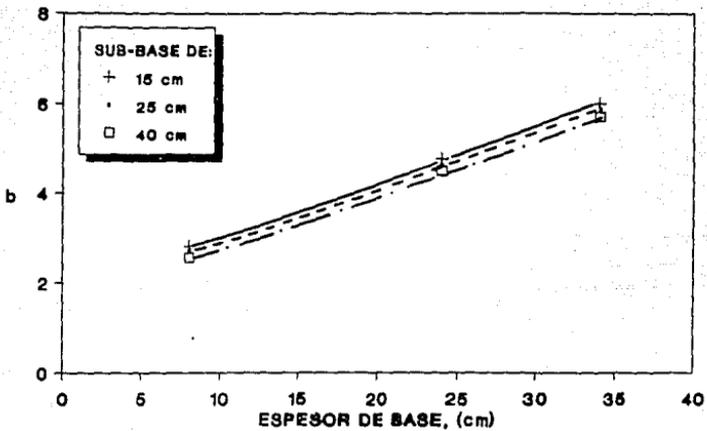


Fig 5.15 Parámetro b vs espesor de base.

dc = 8 cm

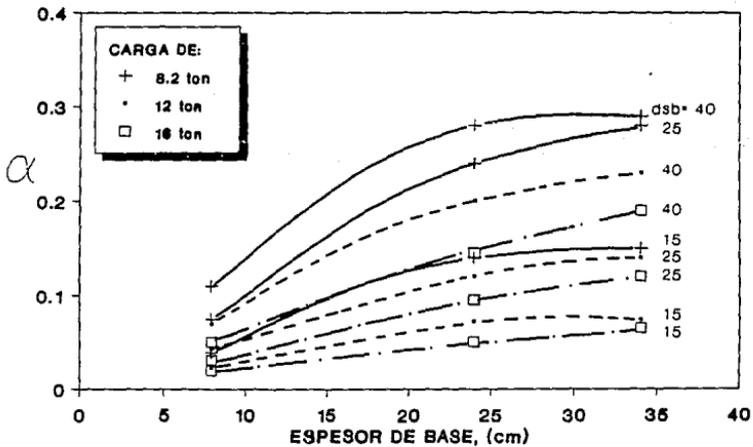


Fig 5.16 Parámetro α vs espesor de base.

dc= 12 cm

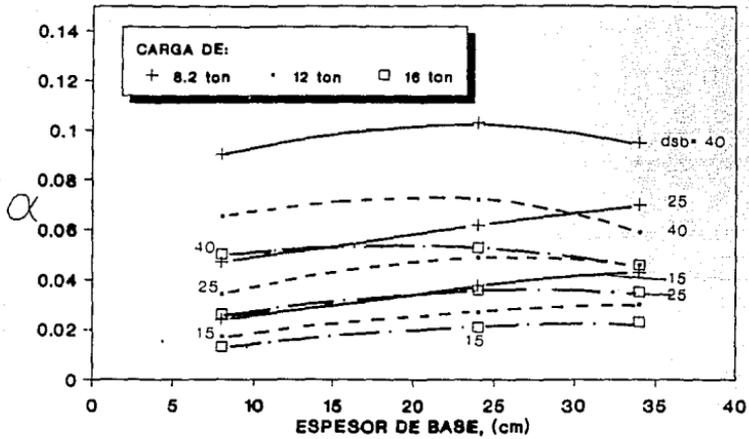


Fig 5.17 Parámetro α vs espesor de base.

dc= 16 cm

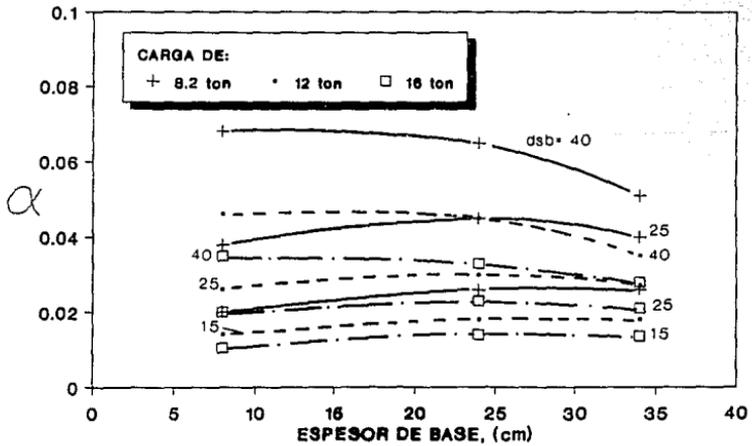


Fig 5.18 Parámetro α vs espesor de base.

dc= 8 cm

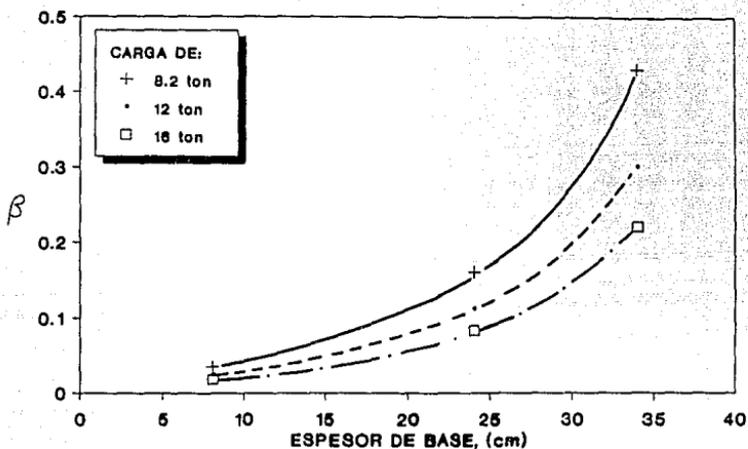


Fig 5.19 Parámetro β vs espesor de base.

dc= 12 cm

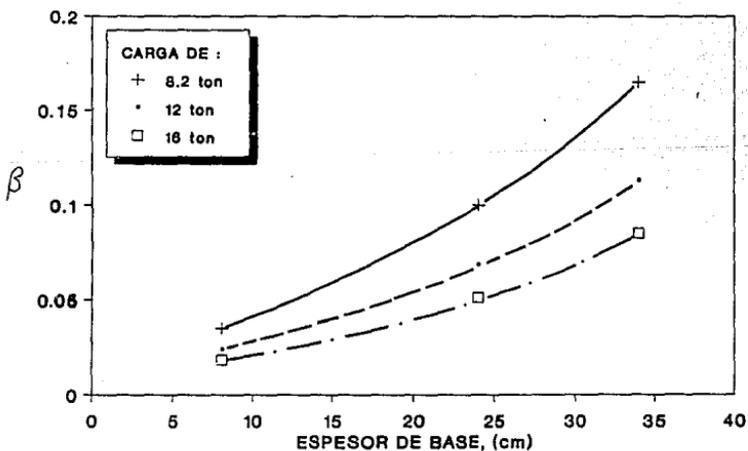


Fig 5.20 Parámetro β vs espesor de base.

dc = 16 cm

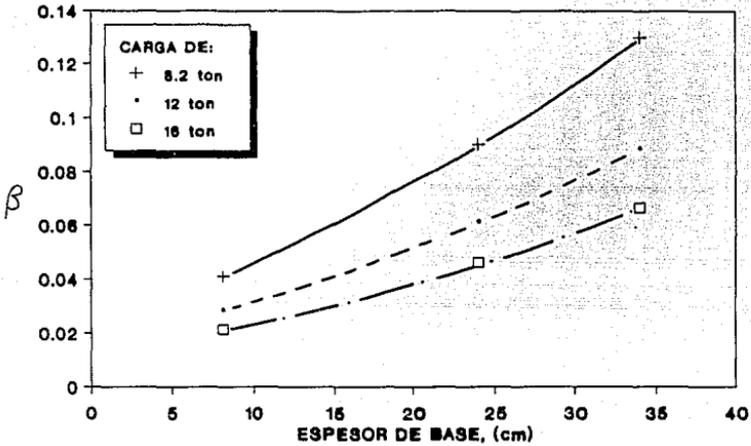


Fig 5.21 Parámetro β vs espesor de base.

db = 8 cm

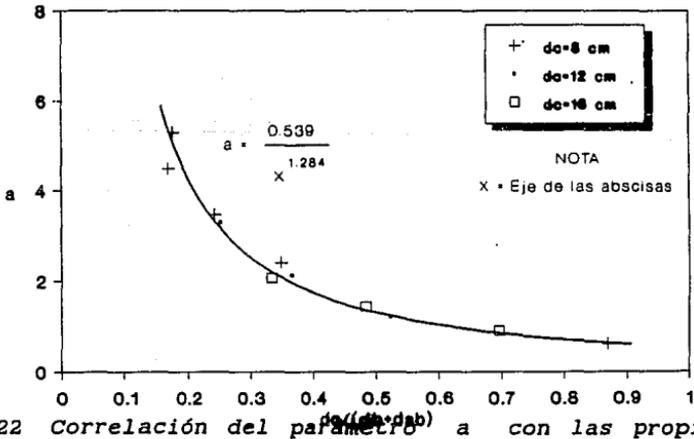


Fig 5.22 Correlación del parámetro a con las propiedades geométricas.

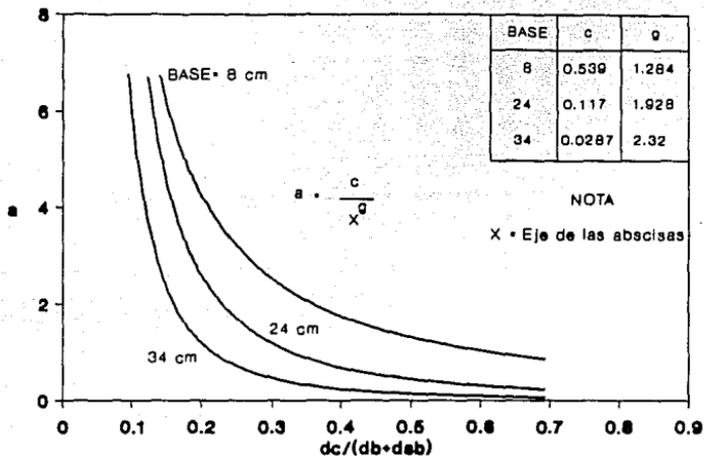


Fig 5.25 Correlación del parámetro *a* con las propiedades geométricas para tres espesores de base.

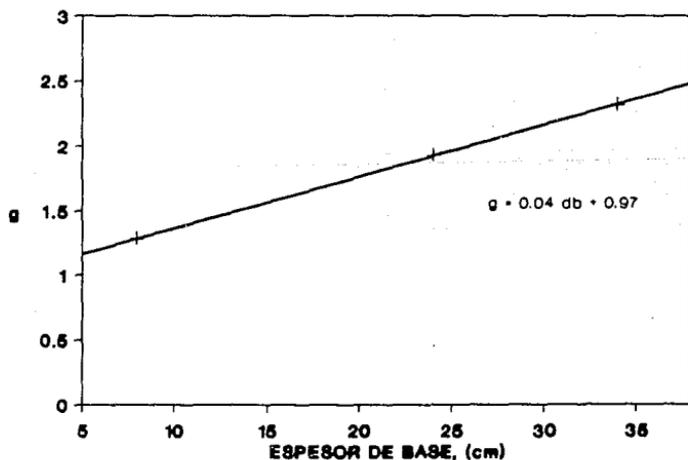


Fig 5.26 Constante *q* vs espesor de base.

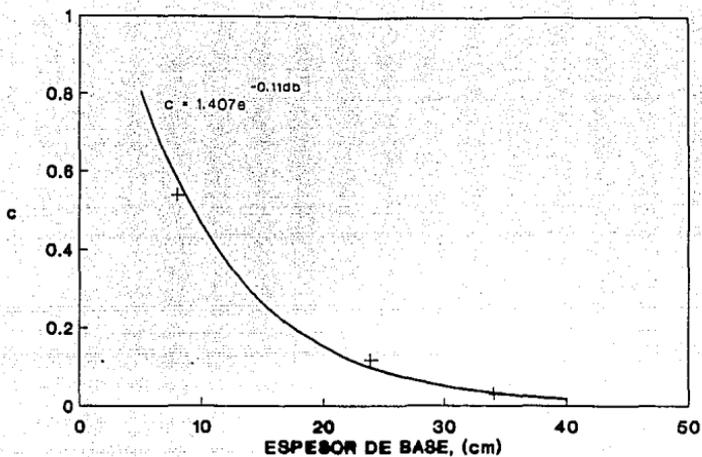


Fig 5.27 Constante c vs espesor de base.

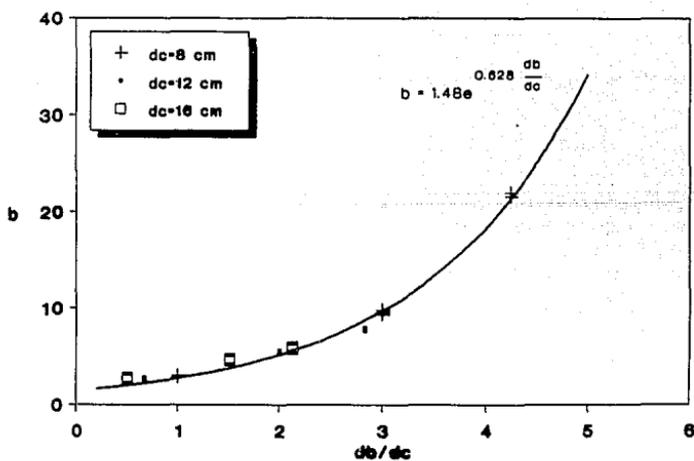


Fig 5.28 Correlación del parámetro b con las propiedades geométricas.

CARGA 8.2 ton

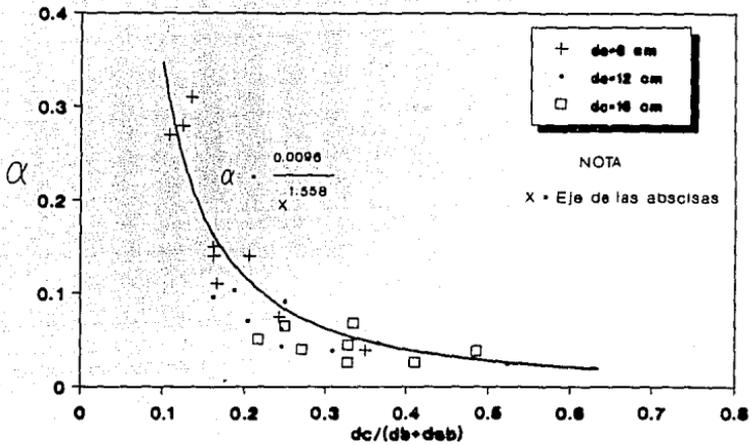


Fig 5.29 Correlación del parámetro α con las propiedades geométricas.

CARGA 12 ton

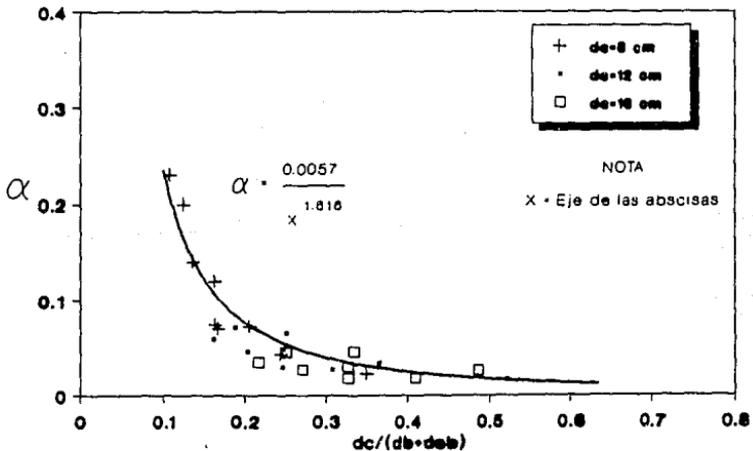


Fig 5.30 Correlación del parámetro α con las propiedades geométricas.

CARGA 16 ton

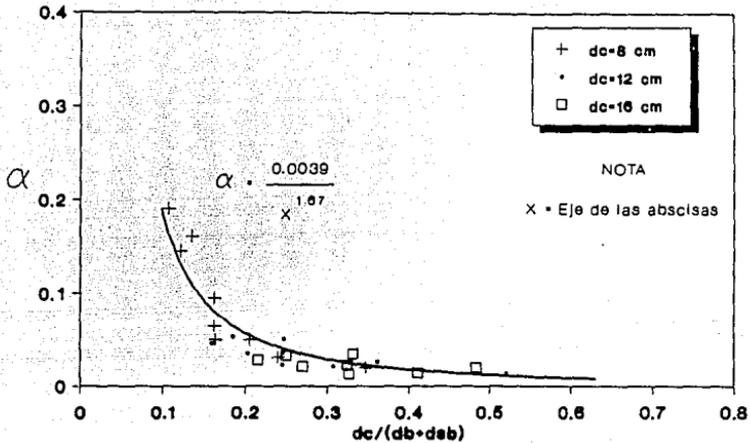


Fig 5.31 Correlación del parámetro α con las propiedades geométricas.

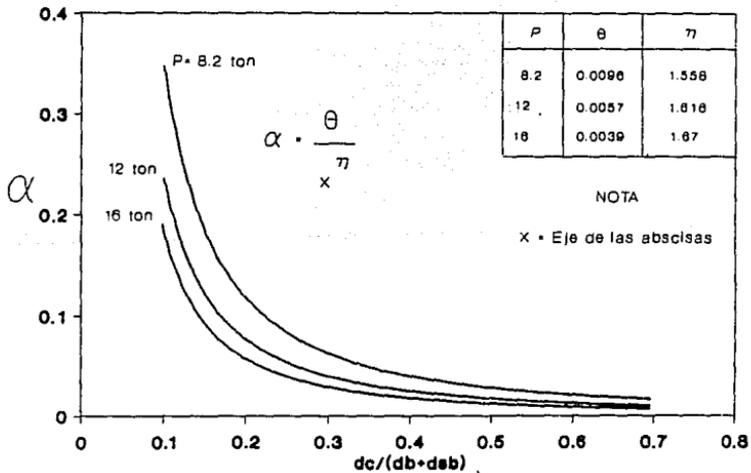


Fig 5.32 Correlación del parámetro α con las propiedades geométricas para tres cargas.

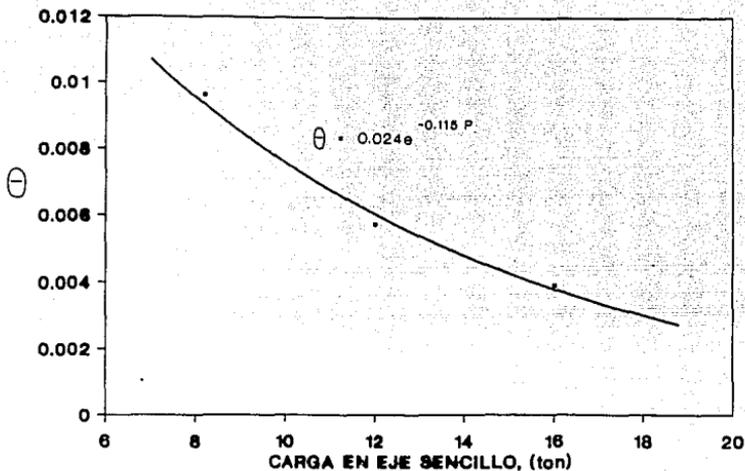


Fig 5.33 Constante θ vs carga en eje sencillo.

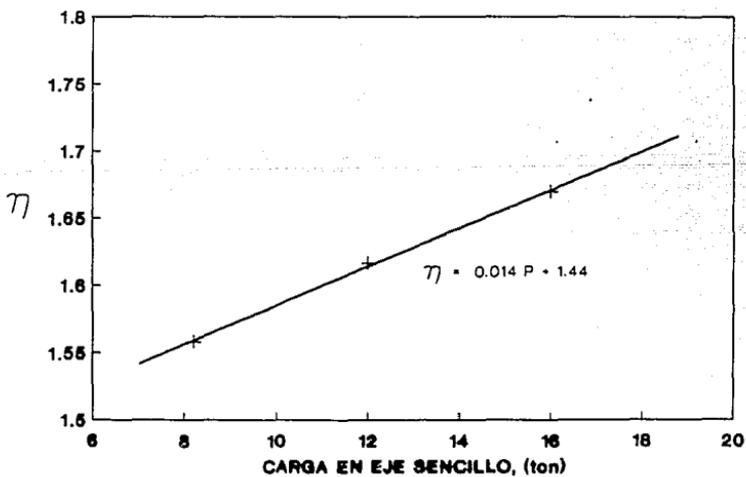


Fig 5.34 Constante η vs carga en eje sencillo.

CARGA DE 8.2 ton

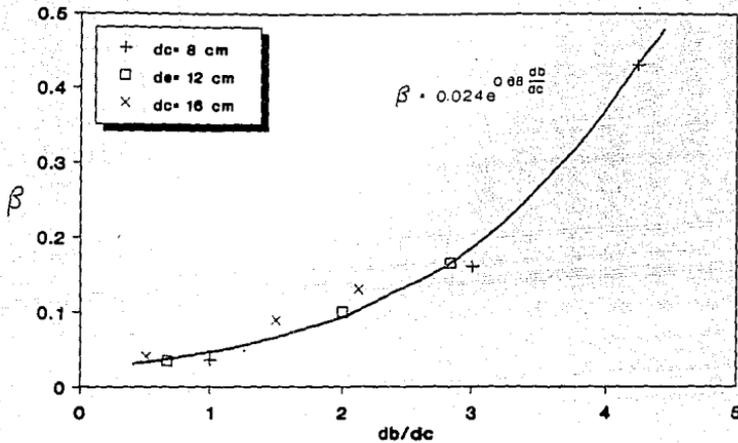


Fig 5.35 Correlación del parámetro β con las propiedades geométricas.

CARGA DE 12 ton

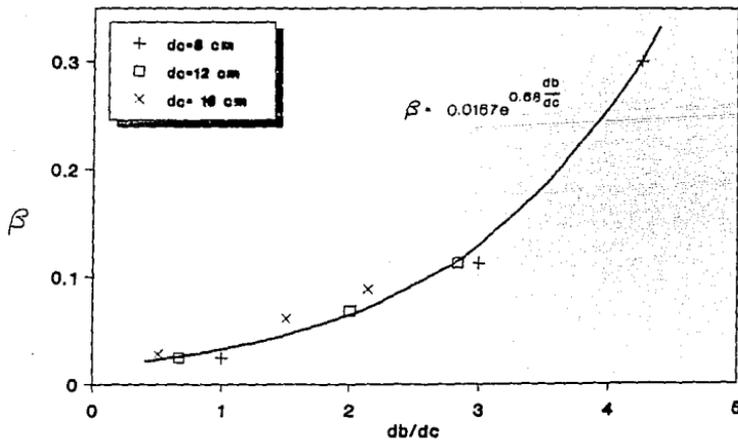


Fig 5.36 Correlación del parámetro β con las propiedades geométricas.

CARGA DE 16 ton

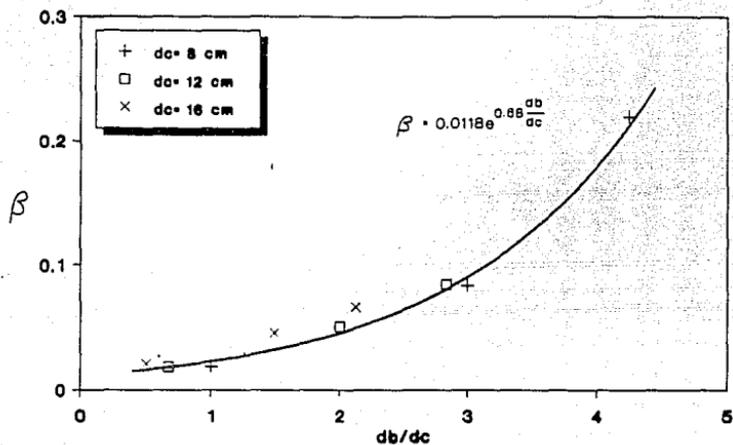


Fig 5.37 Correlación del parámetro β con las propiedades geométricas.

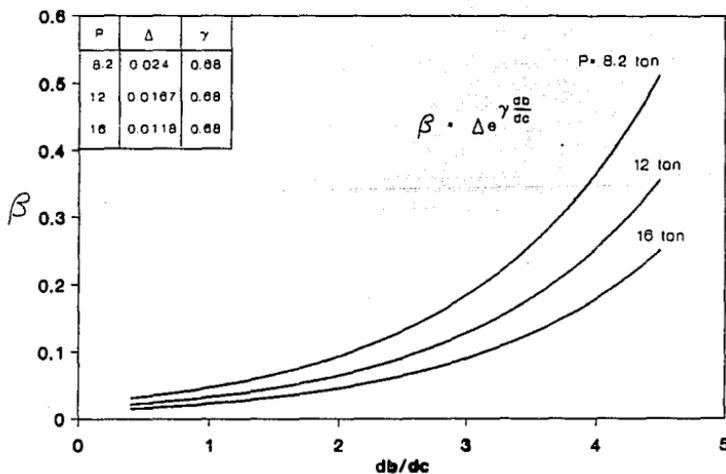


Fig 5.38 Correlación del parámetro β con las propiedades geométricas para tres diferentes cargas.

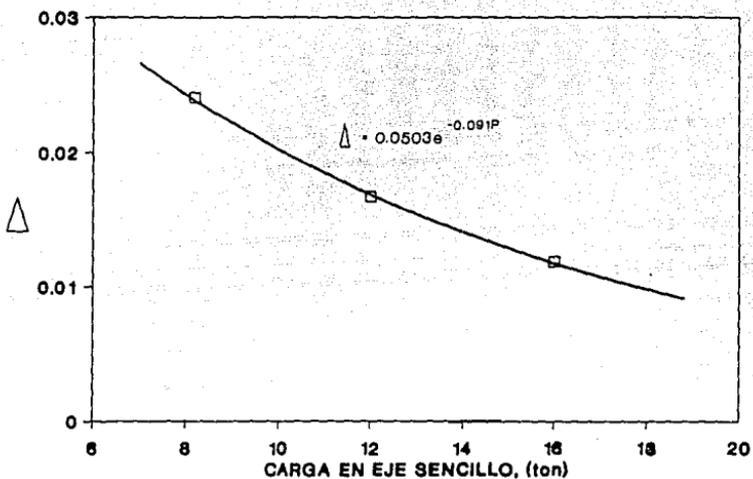


Fig 5.39 Constante Δ vs carga en eje sencillo.

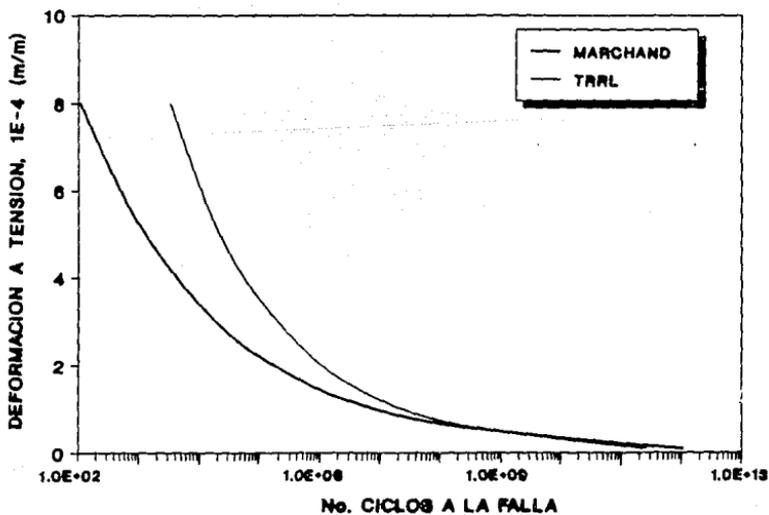


Fig 5.40 Ciclos a la falla vs deformación a tensión.

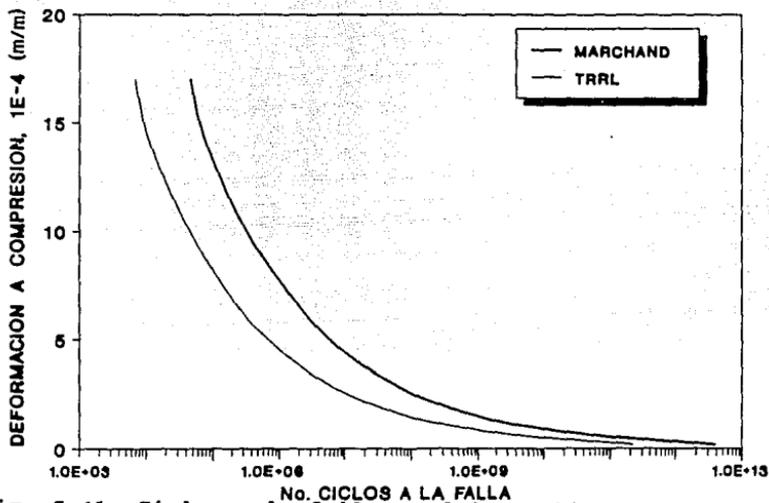


Fig 5.41 Ciclos a la falla vs deformación a compresión.

6. CONCLUSIONES

El método del elemento finito constituye una herramienta de significativa importancia, ya que con ayuda de la computadora se pueden realizar estudios de problemas con geometrías complejas o casos donde influyen un alto número de variables. En el caso particular de este trabajo, se efectuaron poco más de 360 análisis en los que se variaron espesores y rigideces de las capas, así como la magnitud de las cargas, lo que permitió conocer las tendencias en el comportamiento de los pavimentos.

De los resultados obtenidos en este estudio se pueden destacar las siguientes conclusiones:

- a) Se detectó que en la actualidad hay consenso en el sentido de los tipos de daño que deben tomarse en cuenta para establecer los criterios de falla, siendo éstos: la

deformación unitaria máxima a tensión en el plano inferior de la capa asfáltica y la deformación unitaria máxima a compresión en la subrasante.

- b) Como resultado de las simulaciones realizadas, se desprende que al incrementar la rigidez de la sub-base, las deformaciones a la tensión disminuyen considerablemente. Esto se debe al efecto en el incremento de los esfuerzos confinantes en la capa de base.

De igual forma, se observa la disminución de las deformaciones a compresión debido al incremento de rigidez en la sub-base.

- c) Aumentar el espesor de la carpeta asfáltica no reporta beneficios significativos en cuanto a un incremento en la vida del pavimento, ya que la deformaciones a la compresión disminuyen poco y las de tensión pueden aumentar o disminuir dependiendo del espesor de la carpeta.
- d) Por lo que se refiere al efecto provocado por el aumento en el espesor de base, se puede concluir que este hecho origina una disminución en las deformaciones tanto a compresión como a tensión. Esto se refleja directamente en un aumento en la vida del pavimento.
- e) Las deformaciones a compresión disminuyen al aumentar el espesor de sub-base. Por lo que toca a las deformaciones a tensión, éstas no se ven afectadas con el incremento en el espesor de esta capa. Consecuentemente, esta acción será benéfica sólo si el criterio de formación de roderas es el que prevalece para el pavimento considerado.

- f) Con base en lo comentado en los párrafos anteriores, resulta conveniente enfatizar que al diseñar un pavimento deben considerarse todos estos aspectos, pero modulados por consideraciones económicas y estrategias de desarrollo de una región.
- g) Los criterios utilizados en otros países tienen en consideración las condiciones prevalecientes en esos lugares, tales como clima, proceso constructivo y técnico, materiales, etc. Por tal motivo no es fácil transferir directamente los métodos desarrollados en esos países a México. Por ello es necesario realizar investigaciones con objeto de obtener métodos adecuados a las condiciones imperantes de nuestro país. Una de estas investigaciones por realizar, sería la estandarización de la caracterización de los materiales utilizados en la construcción de estas obras.
- h) El método de diseño propuesto en este trabajo proporciona, de una manera rápida y confiable, la posible geometría del pavimento. Conviene aclarar que debido a la generalización de los resultados obtenidos con las simulaciones, no se requiere utilizar de nuevo el método del elemento finito.
- i) Sería práctica recomendable la experimentación a escala natural (tramos de prueba) para verificar métodos de análisis y diseño, mediante una evaluación estructural periódica.
- j) Es importante mencionar que el control de calidad tanto en la construcción como de los materiales utilizados en ésta, juegan un papel vital para lograr un producto final de buena calidad.

REFERENCIAS

- 1 Brent Rauhut J, Kennedy Thomas W., (1982), "Characterizing fatigue life for asphalt concret pavements", Transport Reseach Record, 888.
- 2 Brown S F, Pell P S, (1972), "A fundamental structural design procedure for flexible pavements", Third international conference on the structural design of asphalt pavements, vol 1, Londres.
- 3 Chapra Steven C, Canale Raymond C, (1988), "Métodos numéricos para ingenieros con aplicaciones en computadoras personales", México.
- 4 Claessen A I M, Edwards J M, Summer P, Ugé P, (1977), "Asphalt pavements design -The Shell method-", Fourth

- international conference on the structural design of asphalt pavements, An Harbor.
- 5 Corro S, Magallanes R, Prado G, (1981), "Instructivo para diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras", Instituto de Ingeniería, 444, UNAM, México.
 - 6 Corro S, (1967), "Investigaciones en desarrollo sobre el diseño de pavimentos flexibles", Instituto de Ingeniería, 136, UNAM, México.
 - 7 Corro, S, Prado O, (1987), "Proyecto estructural de pavimentos", Instituto de Ingeniería, Proyecto 6512/7522, UNAM, México.
 - 8 Duncan M, Chang Chin-Yung, (1970), "Nolinear analysis of stress and strain in soil", Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE, vol 96, part III.
 - 9 Guzmán J, (1985), "Aplicación del método de los elementos finitos a la simulación del proceso constructivo de túneles en suelos blandos", Tesina de maestría, UNAM, México.
 - 10 Li Xiangyue, Romo M P, (1990), "Test: Programa de elementos finitos tridimensionales para el análisis de la interacción suelo-estructura", Instituto de Ingeniería, Proyecto 0509, UNAM, México.
 - 11 Molenaar A A A, Van Grup A P M, (1982), "Structural performance model and overlay desing method for asphalt concret pavement", Transport Reseach Record, 888.

- 12 Pell P S, Brown S F, (1972), "The characteristics of materials for the design of flexible pavement structures", Third international conference on the structural design of asphalt pavement, vol 1, Londres.
- 13 "Proyecto de actualización del capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, (1978), SCT, México.
- 14 Romo M P, (1991), "Rigidización de sub-bases. Una alternativa en la estructuración de pavimentos flexibles", Seminario Internacional de pavimentos, IMT, San fandila, Oro.
- 15 Romo M P, Orozco R V, (1990), "Rigidización de sub-bases. Un enfoque en el diseño de pavimentos flexibles", XV Reunión nacional de mecánica de suelos, vol 2, San Luis Potosí, S.L.P.
- 16 Rico A, del Castillo H, (1977), "La ingeniería de suelos en las vías terrestres", vol 2, México.
- 17 Sánchez P L, (1988), "Revestimiento de túneles: un método de análisis", Tesis de maestría, UNAM, México.
- 18 Sargious M, (1975), "Pavements and surfacings for highways and airports", Londres.
- 19 "Shell pavement design manual", (1978), Shell International Petroleum Company Limited, Londres.
- 20 Shook J F, Fin F N, Witczak M W, Monismith C L, (1982), "Thickness design of asphalt pavements", (The Asphalt

- Institute Method), Fifth international conference on structural desing of asphalt pavements, Michigan University.
- 21 Scwar J F, Poy J, (1975), "Métodos estadísticos en ingeniería de tránsito", México.
- 22 "Thickness design -Asphalt pavements for highway and streets-", (1981), The Asphalt Institute, MS-1, College Park, Maryland.
- 23 Uzan J, Lytton R L, (1982), "Structural design of flexible pavements: A simple predictive system", Transportation Reseach Record, 888.
- 24 Wong K S, Duncan J M, (1974), "Hyperboic stress-strain parameters for nolinear finite element analysis of stresses and movements in soil masses", Departament of civil engineering institute of transportation and trafic engineering. Report No. TE-74-3. University of california. Berkeley.
- 25 Yoder E J, Witczak M W, (1975), "Principles of pavements design", New York.
- 26 Zárate M, (1991), "Diseño y tecnologías de proyectos actuales en México", Seminario internacional de pavimentos, IMT, San Fandila, Qro.
- 27 Zienkiewicz O C, (1977), "The finite element method", Inglaterra.

ANEXO 1 ejemplo de aplicación del método

PASO 1

Años de servicio $n = 10$ años

Tasa de crecimiento $r = 9 \%$

Carga de diseño por eje sencillo $P = 12$ ton

$K_b = 4000$

$K_{sb_1} = 2000$

$K_{sb_2} = 8000$

Distribución vehicular

| VEHICULO | REPETICIONES DIARIAS | CARGA POR EJE SENCILLO (ton) |
|----------|----------------------|------------------------------|
| A2 | 3 384 | 1 |
| B2 | 274 | 10 |
| C2 | 294 | 10 |
| C3 | 40 | 9 |
| T2-S2 | 11 | 9 |
| T2-S3 | 41 | 9 |

Se suponen los siguientes espesores:

Espesor de carpeta $d_c = 8$ cm

Espesor de base $d_b = 14$ cm

Espesor de sub-base $d_{sb} = 25$ cm

El valor d_b se sustituye en las expresiones 5.10 y 5.11 para obtener las constantes g y c respectivamente.

$$g = 1.52496$$

$$c = 0.29661$$

Con éstas se calcula el valor del parámetro a (ec 5.5)

$$a = 3.321$$

El parámetro b se obtiene con la ec (5.6), sustituyendo el valor de db/dc .

$$b = 4.44$$

La deformación normalizada se obtiene sustituyendo los parámetros a y b en la ec (5.3). Con el objeto de apreciar la influencia que tiene la relación de rigideces entre base y sub-base, se calculará ϵ_n para dos valores de K^* .

$$\text{Para } K_1^* = 2$$

$$\epsilon_{n1} = 0.16391$$

$$\text{Para } K_2^* = 0.5$$

$$\epsilon_{n2} = 0.09023$$

PASO 2

Cálculo de las constantes e , η y Δ a partir de la sustitución de la carga de diseño (P) en las ecs (5.12), (5.13) y (5.9), respectivamente.

$$e = 0.006014$$

$$\eta = 1.61371$$

$$\Delta = 0.016878$$

Para calcular el parámetro α se sustituyen los valores de e y η

en la ec (5.7).

$$\alpha = 0.077509$$

Mientras tanto el parámetro β se obtiene de la sustitución de Δ en la ec (5.8).

$$\beta = 0.05548$$

Por lo tanto los valores de la deformación a la tensión están dados por la ec (5.4).

$$\begin{aligned} &\text{Para } K_1^* = 2 \\ \epsilon'_{t1} &= 10.612 \times 10^{-5} \frac{m}{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{Para } K_2^* = 0.5 \\ \epsilon'_{t2} &= 4.75 \times 10^{-5} \frac{m}{m} \end{aligned}$$

A continuación se calcula el factor F_t :

De la tabla 4.3 se obtiene que $K_r = 1756.6$. Para el caso de $K^* = 2$, $K_a = 2718$. Entrando a la fig 4.38 se obtiene que el factor $F_t = 0.62$.

Del mismo modo, pero con $K_a = 6564.1$, se tiene que el factor de tensión es $F_t = 0.14$.

Multiplicando las deformaciones ϵ'_{t1} y ϵ'_{t2} por sus correspondientes factores de tensión se tienen que:

$$\epsilon_{t1} = 6.6 \times 10^{-5} \frac{m}{m}$$

$$\epsilon_{t2} = 0.665 \times 10^{-5} \frac{m}{m}$$

PASO 3

A continuación se procede a calcular los valores de las deformaciones a compresión para sus correspondientes K^* .

Para $K_1^* = 2$

$$\epsilon'_{v1} = \frac{10.612 \times 10^{-5}}{0.16391} = 64.743 \times 10^{-5} \frac{m}{m}$$

Para $K_2^* = 0.5$

$$\epsilon'_{v2} = \frac{4.75 \times 10^{-5}}{0.09023} = 52.643 \times 10^{-5} \frac{m}{m}$$

Los factores de compresión se calculan de la misma manera que para el caso de tensión, pero ahora requiere apoyarse en la fig 4.39. De tal forma que para $K^* = 2$ se tiene un $F_t = 0.8$ y $F_c = 0.44$ para $K^* = 0.5$. Por lo tanto las deformaciones a la compresión quedan como sigue:

$$\epsilon_{v1} = 51.8 \times 10^{-5} \frac{m}{m}$$

$$\epsilon_{v2} = 23.2 \times 10^{-5} \frac{m}{m}$$

PASO 4

Con auxilio de las expresiones 5.14 y 5.15 se calcula el número de ciclos a la falla tanto en tensión como en compresión.

Para $K_1^* = 2$

Nrt1 = 52 610 169

Nrv1 = 5 006 564

Para $K_2^* = 0.5$

Nrt2 = 8.99×10^{12}

Nrv2 = 142 248 312

PASO 5

En este paso se calculará el número de ciclos a la falla a tensión y a compresión para cada una de las cargas consideradas (distribución vehicular).

Vehículo A2

Carga por eje sencillo 1 ton (ref. 13)

Para $K_1^* = 2$

$\epsilon_{n1} = 0.16391$

$\epsilon'_{t1} = 3.8718 \times 10^{-5} \rightarrow \epsilon_{t1} = 2.40 \times 10^{-5}$

$\epsilon'_{v1} = 23.621 \times 10^{-5} \rightarrow \epsilon_{v1} = 18.9 \times 10^{-5}$

Para $K_2^* = 0.5$

$\epsilon_{n2} = 0.09023$

$\epsilon'_{t2} = 1.7234 \times 10^{-5} \rightarrow \epsilon_{t2} = 0.24 \times 10^{-5}$

$\epsilon'_{v2} = 19.1 \times 10^{-5} \rightarrow \epsilon_{v2} = 8.40 \times 10^{-5}$

Entonces el número de ciclos a la falla es :

Para $K_1^* = 2$

$$N_{rt1} = 1.06 \times 10^{10}$$

$$N_{rv1} = 334\ 186\ 994$$

Para $K_2^* = 0.5$

$$N_{rt2} = 1.89 \times 10^{15}$$

$$N_{rv2} = 9\ 804\ 302\ 508$$

COEFICIENTE DE DAÑO

Las ecs (5.16) y (5.17) nos permiten calcular los coeficientes de daño a tensión y a compresión, respectivamente.

Para $K_1^* = 2$

$$C_{dt1} = \frac{52\ 610\ 169}{1.06 \times 10^{10}} = 0.00496$$

Para $K_2^* = 0.5$

$$C_{dt2} = \frac{8.99 \times 10^{12}}{1.89 \times 10^{15}} = 0.00475$$

$$C_{dt} = \frac{C_{dt1} + C_{dt2}}{2}$$

Así que el coeficiente de daño para tensión es:

$$Cdt = \frac{0.00496 + 0.00475}{2} = 0.00486$$

De manera similar se procede para compresión.

Para $K_1^* = 2$

$$Cdv1 = \frac{5\ 006\ 564}{334\ 186\ 994} = 0.01498$$

Para $K_2^* = 0.5$

$$Cdv2 = \frac{142\ 248\ 312}{9\ 804\ 302\ 508} = 0.01451$$

$$Cdv = \frac{0.01498 + 0.01451}{2} = 0.0147$$

Para las cargas restantes se procede de forma análoga. Los resultados se muestran en la tabla A.1 .

PASO 6

El sexto y último paso consiste en calcular el tránsito acumulado para cada tipo de vehículo y posteriormente determinar el tránsito equivalente a una carga de 12 ton por eje. Para lograr lo primero se aplica, para cada tipo de vehículo, la expresión 5.18; que para el caso de un vehículo A2 se tiene que :

$$T_a = 18\ 765\ 699$$

A continuación se determina el tránsito equivalente a 12 ton por eje (ec 5.19).

$$T_{ae} = (18\ 765\ 699)(0.00486) = 91\ 201 \text{ a tensión}$$

$$T_{ae} = (18\ 765\ 699)(0.0147) = 275\ 855 \text{ a compresión}$$

Los resultados para los demás vehículos se incluyen en la tabla A.1. Al final de las últimas dos columnas de esta tabla, se presenta la sumatoria de las repeticiones de carga equivalente producidas por cada vehículo.

Con estos resultados se aplica la ley de Miner (ec 5.20).

T e n s i ó n

Para $K_1^* = 2$

$$\frac{1\ 402\ 147}{52\ 610\ 169} < 1$$

Para $K_2^* = 0.5$

$$\frac{1\ 402\ 147}{8.99 \times 10^{12}} < 1$$

C o m p r e s i ó n

Para $K_1^* = 2$

$$\frac{1\ 903\ 877}{5\ 006\ 564} < 1$$

Para $K_2^* = 0.5$

$$\frac{1\ 903\ 877}{142\ 248\ 312} < 1$$

Como se puede apreciar, para los cuatro casos, el resultado del cociente es menor a uno, por lo tanto la sección propuesta es correcta. En ambos casos (tensión y compresión) se observa el aumento considerable del número de repeticiones para alcanzar la falla en la estructura más rígida. Sin embargo también se detecta que se presentarán primeramente la aparición de roderas, ya que a compresión el resultado del cociente es mayor.

Cuando se llega a este punto, el ingeniero diseñador deberá tomar una decisión considerando las condiciones particulares de cada proyecto. Esto se traduce en la necesidad de evaluar, desde el punto de vista técnico y económico, el hecho de aumentar o disminuir el espesor de cualquier capa del pavimento o bien el rigidizar la sub-base, ponderando circunstancias como lejanía de bancos, calidad de material, costo del material estabilizante, etc.

Conviene también mencionar, que en la actualidad la carga de diseño es de 10 ton, sin embargo se decidió presentar este ejemplo con una carga de diseño de 12 ton con la finalidad de tener una visión a futuro, ya que con el constante incremento del transporte carretero, sin duda tal carga de diseño aumentará.

Por otra parte, con ayuda de una computadora personal o simplemente con una calculadora de bolsillo, se pueden realizar

rápidos y simples análisis como los que se muestran en las figs A.1 a A.6, en donde de manera muy rápida se puede observar el efecto que se tiene al aumentar o disminuir algún espesor o bien el rigidizar la sub-base. Estas gráficas sólo se elaboraron para valores de K' iguales a 2 y 0.5, pero se pueden realizar para cualquier valor y para los espesores de carpeta, base y sub-base deseados.

Anexo 2 Parámetros para la aplicación del modelo no lineal

Las Tablas que a continuación se presentan, son una recopilación de resultados, que Wong y Duncan realizaron (ref 24)

ESPESOR DE CARPETA DE 8 cm

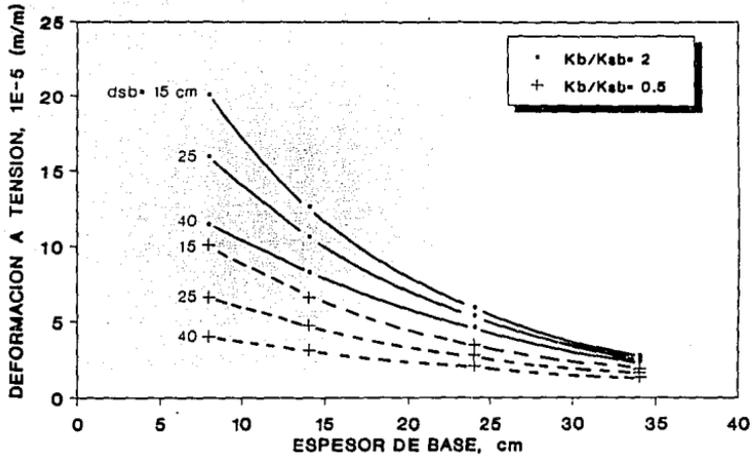


Fig A.1 Espesor de base vs deformación a tensión.

ESPESOR DE CARPETA DE 12 cm

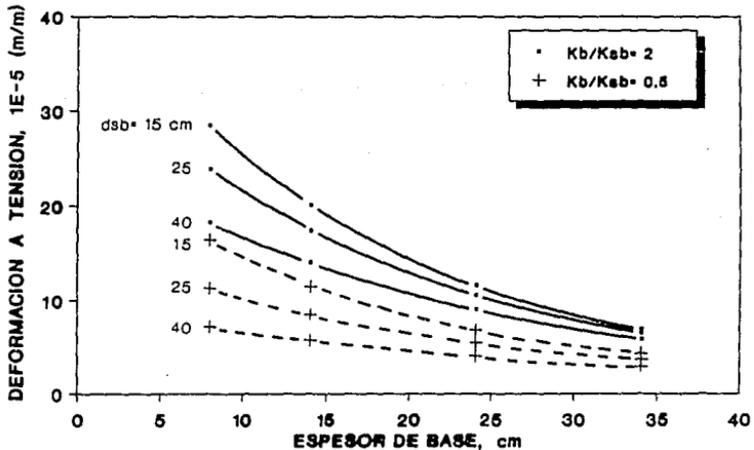


Fig A.2 Espesor de base vs deformación a tensión.

ESPESOR DE CARPETA DE 16 cm

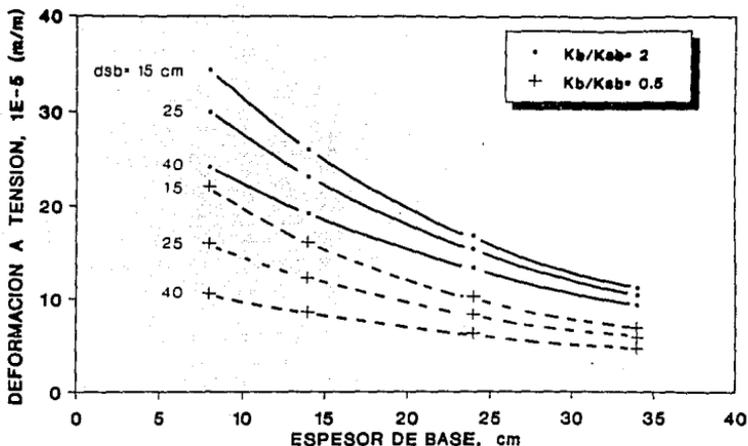


Fig A.3 Espesor de base vs deformación a tensión.

ESPESOR DE CARPETA DE 8 cm

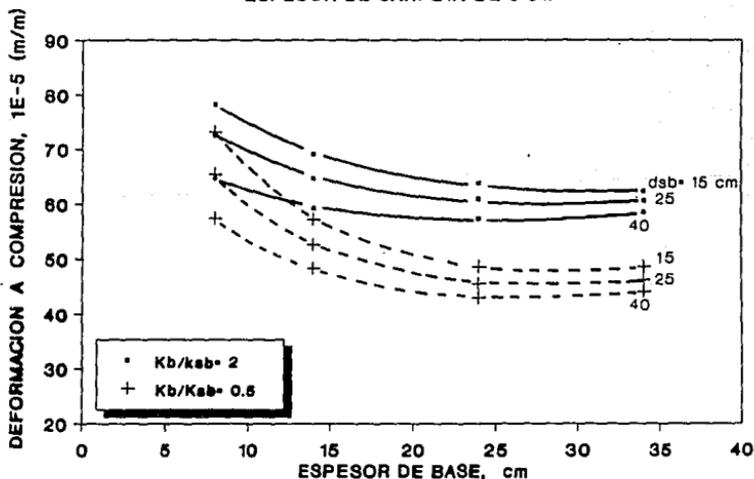


Fig A.4 Espesor de base vs deformación a compresión.

ESPESOR DE CARPETA DE 12 cm

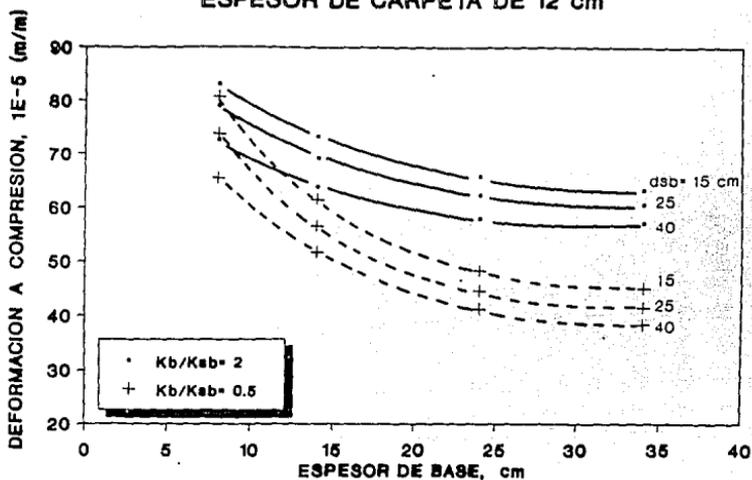


Fig 1.5 Espesor de base vs deformación a compresión.

ESPESOR DE CARPETA DE 16 cm

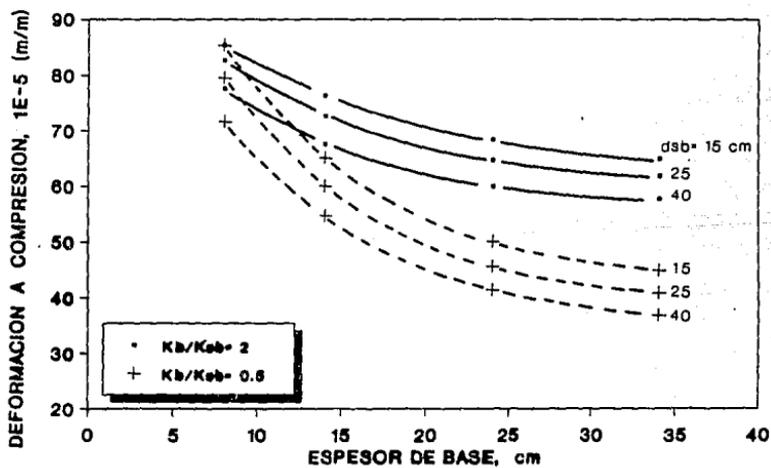


Fig 1.6 Espesor de base vs deformación a compresión.

| VEHICULO | REPETICIONES DIARIAS | COEFICIENTE DE DAÑO | | TRANSITO ACUMULADO | TRANSITO ACUMULADO DE 12 ton POR EJE | |
|----------|----------------------|---------------------|------------|--------------------|--------------------------------------|------------|
| | | TENSION | COMPRESION | | TENSION | COMPRESION |
| A2 | 3 384 | 0.00486 | 0.0147 | 18 765 699 | 91 201 | 275 855 |
| A3 | 274 | 0.3760 | 0.4620 | 1 519 445 | 571 311 | 701 983 |
| C2 | 294 | 0.3760 | 0.4620 | 1 630 353 | 613 012 | 753 222 |
| C3 | 46 | 0.2330 | 0.3180 | 255 089 | 59 435 | 81 118 |
| T2-S2 | 11 | 0.2330 | 0.3180 | 61 000 | 14 213 | 19 398 |
| T3-S3 | 41 | 0.2330 | 0.3180 | 227 362 | 53 975 | 72 301 |
| | | | | Σ | 1402 147 | 1 903 877 |

TABLA A.1 . Análisis del tránsito.

| Descripción | SUCS | D ₆₀ | D ₃₀ | D ₁₀ | LL | IP | $\gamma_{d,s}^*$ (t/m ³) | e _i | D _r | Forma de partículas | c (t/m ²) | ϕ (°) | K | n |
|-------------------------|------|-----------------|-----------------|-----------------|----|----|--------------------------------------|----------------|----------------|---------------------|-----------------------|------------|------|-------|
| Grava de roca granítica | GH | 79 | 24 | 4 | | | 1.98 | 0.32 | 95 | Sub-angular | 0 | 44 | 210 | 0.51 |
| Grava | GH | 21 | 2.7 | 0.25 | | | 2.17 | 0.34 | 65 | Sub-Redondeada | 0 | 51 | 690 | 0.45 |
| Basalto triturado | GP | 15 | 12 | 6 | | | 1.59 | | 99 | Angular | 0 | 51 | 410 | 0.21 |
| Grava con arena | GP | 10 | 3 | 0.6 | | | 2.16 | 0.23 | 100 | Redondeada | 0 | 58 | 2500 | 0.21 |
| Arena limosa con grava | SW | 1.7 | 0.09 | 0.009 | | | 1.74 | | | Sub-redondeada | 0 | 38 | 260 | 0.5 |
| Arena | SW | 0.17 | 0.09 | 0.025 | | | 1.88 | 0.47 | 93 | Angular | 0 | 43 | 330 | 0.46 |
| Arena de Sacramento | SP | 0.22 | 0.17 | 0.15 | | | 1.44 | 0.87 | 38 | Redondeada | 0 | 35 | 430 | 0.27 |
| Arena de Sacramento | SP | 0.22 | 0.17 | 0.15 | | | 1.67 | 0.61 | 100 | Redondeada | 0 | 45 | 1200 | 0.48 |
| Arena limosa | SH | 0.62 | 0.16 | 0.026 | 20 | 0 | 1.87 | | | Sub-Redondeada | 0 | 37 | 100 | 1.07 |
| Arena limosa con gravas | SH | 0.45 | 0.052 | 0.012 | | | 1.75 | | | Sub-angular | 0 | 36 | 800 | 0.2 |
| Limo arenoso | HL | 0.078 | 0.038 | 0.0064 | | | 1.49 | | | | 0 | 42 | 500 | 0.45 |
| Arcilla 11-mosa | CL | 0.037 | 0.008 | | 34 | 19 | 1.78 | | | | 1.83 | 30 | 550 | -0.05 |
| Arcilla 11-mosa | CL | 0.037 | 0.008 | | 34 | 19 | 1.86 | | | | 6.35 | 29 | 690 | 0.1 |

Tabla A.2 Parámetros obtenidos a partir de pruebas no drenadas (ref 24)

| Descripción | SUCS | D ₆₀ | D ₃₀ | D ₁₀ | LL | IP | γ_d^2 (t/m ³) | Forma de partículas | C (t/m ²) | ϕ (°) | K | n |
|------------------------|------|-----------------|-----------------|-----------------|----|----|-------------------------------------|------------------------|--------------------------|---------------|-----|------|
| Grava arcil- llosa | GC | 9 | 0.12 | 0.005 | 30 | 16 | 2.23 | | 16.1 | 24 | 540 | 0.51 |
| Arena mal graduada | SP | 0.38 | 0.26 | 0.16 | 17 | | 1.67 | Sub- redondeada | 0 | 37 | 590 | 1.1 |
| Arena mal graduada | SP | 0.38 | 0.26 | 0.16 | 17 | | 1.76 | Sub- redondeada | 0 | 43 | 940 | 0.0 |
| Arena bien graduada | SM | 0.108 | 0.095 | 0.004 | | | 1.75 | | 0 | 40 | 350 | 0.91 |
| Arena arcil- llosa | SC | 0.4 | 0.28 | 0.003 | 29 | 12 | 1.95 | | 10.0 | 18 | 39 | 0.61 |
| Limo arenoso | ML | 0.09 | 0.03 | 0.003 | 25 | 4 | 1.74 | | 19.4 | 19 | 200 | 0.59 |
| Limo arenoso | ML | 0.09 | 0.03 | 0.003 | 25 | 4 | 1.75 | | 4.2 | 30 | 27 | 1.43 |
| Arcilla li- mosa | CL | 0.023 | 0.01 | | 40 | 20 | 1.71 | | 13.0 | 14 | 39 | 0.48 |
| Arcilla | CH | 0.0067 | | | 61 | 36 | 1.48 | | 5.5 | 1 | 67 | 0.02 |

Tabla A.3. Parámetros obtenidos a partir de pruebas drenadas (ref 24)