



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales "Acatlán"

Ingeniería

COMPARACION ENTRE EL METODO TRADICIONAL PARA EL
DISEÑO DEL PAVIMENTO FLEXIBLE (C. B. R.) Y EL PROPUESTO
POR EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM.

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

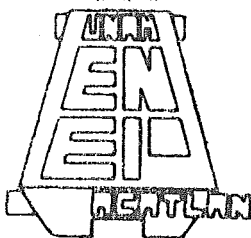
P r e s e n t a n :

LUIS CONTRERAS MARQUEZ

CARLOS GONZALEZ MENA

PORFIRIO CARRILLO ORTEGA

M-0028616



México, D. F.

1980



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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 esta 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.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA Y ACTUARIA.

CAI-C-057/80.

Señores

Luis Contreras Márquez
Carlos González Mena
Porfirio Carrillo Ortega
Alumnos de la Carrera de
Ingeniero Civil,
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha lo. de febrero de 1980, me complace notificarles que esta Coordinación tuvo a bien asignarles el siguiente tema de tesis: "Comparación entre el método tradicional para el diseño del pavimento flexible (C.B.R.) y el propuesto - por el Instituto de Ingeniería de la UNAM", el cual se desarrollará -- como sigue:

- I. Introducción.
- II. Influencia de las terracerías y la capa subrasante en el comportamiento del pavimento.
- III. Descripción del método tradicional.
- IV. Método propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM".
- V. Ejemplos de aplicación.
- VI. Conclusiones.

Asímismo fué designado como Asesor de Tesis al señor Ingeniero - Miguel Quintero Narez, profesor de esta Escuela.

Ruego a ustedes tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberán prestar servicio social durante - un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar -- examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.



A t e n t a m e n t e
POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Sta. Cruz / Edo. de México a 19 de Junio de 1980.

ENEP - ACATLAN ALEJANDRO RAMIREZ SECENA
COORDINACION DE Coordinador del Programa de
INGENIERIA Y A. T. Ingenieria y Actuarfa.

M. C. 028616

A mis padres:
Sr. Leopoldo Contreras
Sra. Estela Márquez
Por su apoyo y confianza

A mis hermanos:
Edmundo, Juanita,
Julieta, Leopoldo,
Katy.

A mi tía:
Sra. Nicolasa Contreras

DE LUIS CONTRERAS MARQUEZ

M-0028616

A mis Padres:

Por emular lo realizado por ellos
y Agradecer el sacrificio que rea-
lizaron para brindarme su apoyo -
que tanto necesitaba.

A mis hermanos:

Por alentarme a seguir en el
camino por mí trazado y por
haberme brindado su ayuda -
y comprensión.

A mi hijo :

Que con su carita inocente
hace que me esfuerce más -
para brindarle un camino -
más limpio de obstáculos -
en la vida.

DE CARLOS GONZALEZ MENA

M-0028616

A mi madre

A mi padre

A mis hermanos

A la mujer de siempre

Por su apoyo y comprensión

DE PORFIRIO CARRILLO ORTEGA

M-2866

*Agradecemos la atención que tuvieron
para con nosotros en la elaboración
de este trabajo:*

- * ING. SANTIAGO CORRO C.
- * ING. GUILLERMO PRADO O.

*Agradecemos el cuidado y esmero que tuvo
para dirigir este trabajo:*

** ING. MIGUEL QUINTERO NARES.

*Agradecemos la ayuda que nos brindo mos-
trando así la comunicación humana:*

SRITA. ROSA MA. REYES VILLAFUERTE.

* PROFESOR INVESTIGADOR DE LA FACUL-
TAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

** INGENIERO SUPERVISOR DE ESTUDIOS GEO-
TECNICOS S.A.H.O.P.

I N D I C E

PAGINA

I.-	INTRODUCCION.....	2
II.-	INFLUENCIA DE LAS TERRACERIAS Y LA CAPA SUBRASANTE EN- EL COMPORTAMIENTO DEL PAVIMENTO.....	13
	2.1 Concepto de sección estructural.....	13
	2.2 Factores que afectan la expansibilidad de los -- suelos.....	23
	2.3 Influencia de los suelos con potencial expansivo- en el comportamiento de pavimentos flexibles.....	28
III.-	DESCRIPCION DEL METODO TRADICIONAL.....	38
	3.1 Obtención del Valor Relativo de Soporte (V.R.S.)	38
	3.2 Análisis de las ventajas y desventajas de la uti- lización del VRS como parámetro de diseño.....	42
	3.3 Descripción de algunos métodos que utilicen el -- V.R.S. como parámetro de diseño.....	43
	3.4 Comentarios respecto a la utilización de los méto- dos anteriores.....	47
IV.-	METODO PROPUESTO POR EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA- U.N.A.M.	
	4.1 Antecedentes de investigación.....	48
	4.2 Variables que intervienen en el diseño.....	50
	4.3 Criterio propuesto de falla.....	53
	4.4 Gráficas de diseño y explicación de las mismas...	57
	4.5 Metodología del diseño propuesto.....	59
V.-	EJEMPLOS DE APLICACION	65
VI.-	CONCLUSIONES	75

I.- INTRODUCCION

El afán ilimitado del hombre por la superación, su instinto de supervivencia y previsión han tenido por consecuencia, que en todos los tiempos, la técnica se vaya incrementando; en éstos últimos su aceleración es tal, que en unas pocas decenas de años se han logrado lo que no se había hecho durante cientos.

Más todo este avance, ha traído por consecuencia nuevos problemas que requieren soluciones adecuadas, inovaciones de gran trascendencia y rectificación de muchas teorías que se habían dado como satisfactorias, requiriéndose para todo esto, el acoplamiento del ingenio y la sabiduría humana, avocadas a un estudio concienzudo y detallado de ellos.

Dentro de este avance y quizá en forma preponderante para romper las barreras de la naturaleza e inercia humana, queda incluido lo relacionado con el desarrollo de la Ingeniería Civil.

Es fácil darse cuenta de ello, ya que, a cualquier punto a que se enfoque el razonamiento, podrá hacerse palpable la enorme cantidad de problemas que han sido resueltos, algunos de ellos casi increíbles y todos con la única mira de procurar el bienestar, confort, desarrollo cultural y económico del género humano.

De la Ingeniería, una rama en la que se ha tenido grandes adelantos, tanto en técnicas de construcción como en el conocimiento íntimo del funcionamiento interno, es lo referente a las vías terrestres, las cuales dan origen o incrementan notablemente la economía de las naciones y fluidifican la civilización.

La motivación fundamental del Ingeniero es buscar soluciones-- adecuadas y económicas a toda clase de problemas, entre los cuales como apuntábamos, descuellan el de las vías terrestres por el cual-- deberá preocuparse el desarrollo y/o la incorporación de regiones-- subdesarrolladas, ó sea aquellas poblaciones alejadas ó aisladas-- que por sus mismas condiciones geográficas no puedan dar salida a-- sus productos con fluidez, y que por lo mismo todavía no han podi-- do alcanzar el nivel de las zonas bien comunicadas.

Aunque superficialmente, se presenta interesante conocer la -- evolución que han tenido los caminos en México. A la llegada de -- los españoles a territorio mexicano, se encontraron con un buen -- número de calzadas de piedra, una considerable cantidad de caminos veredas y senderos, a pesar de no conocer el uso de la rueda en -- vehículos de transporte ni disponer de animales de tiro y carga.

Ahora que, por sus actividades comerciales, religiosas y bélicas, los que más sobresalían en el aspecto constructivo eran los -- Mayas y los Aztecas. Es necesario hacer notar que éstos, no sólo-- se preocupaban en la construcción de los caminos, sino también en-- la conservación y mantenimiento de los mismos; su preocupación lle-- gó a tal grado que se llegaron a crear leyes.

El primer camino construido a principios de la colonia se de-- bió a la acción de Hernán Cortés, que en el año de 1522 mandó cons-- truir un camino de México a Veracruz, este camino sería de gran -- trascendencia, ya que se introduce un experimento que transformó -- los sistemas de transportación en el país, éste experimento es la-- carretera.

Al finalizar la colonia, México ya contaba con un gran número de caminos carreteros y de herradura que sumaban aproximadamente 7,605 y 19,720 KM. respectivamente, variando su conservación de acuerdo a la importancia del camino.

En los años posteriores a 1810, se tuvo un estancamiento ya que, la Dirección General de Colonización e Industria creada por las leyes del 1º de Junio de 1839, 2 de Diciembre de 1842 y 27 de Noviembre de 1846, se dedicó con mayor antingencia a la reconstrucción de los caminos existentes.

No fué sino hasta 1853 cuando la Secretaría de Fomento, tomando el lugar de la Dirección General de Colonización e Industria, se tuvo una mejor disposición por parte del Gobierno para formalizar la construcción de caminos, al crear un cuerpo civil de ingenieros de caminos, puentes y calzadas.

Es indudable que la evolución de vehículos de transporte trae como consecuencia una transformación en las vías terrestres; de ésta forma, al iniciarse una red de transporte con diligencias -- por el año de 1849, se tuvo la necesidad de un mejor y adecuado mantenimiento en las carreteras.

Con la aparición del vehículo a principios del presente siglo se tuvo una rápida y definitiva revolución en los viejos sistemas de transporte por carretera.

Hasta el momento de la aparición del automóvil, la superficie de rodamiento de los caminos eran adecuadas, ahora con el desarrollo y evolución del vehículo en peso, velocidad, comodidad y autonomía, se fué creando la necesidad de proporcionarles caminos con

superficies de rodamiento más adecuadas, ó sea con bases sólidas -- capaces de resistir los esfuerzos del tránsito automovilístico pesado y además, proporcionar una comodidad al automóvil moderno, rápido y potente.

Por lo anterior, los antiguos caminos se modificaron y se mejoraron, ó bien, se construyeron nuevos caminos de acuerdo a las exigencias de los vehículos.

Desafortunadamente nuestro país no efectuó ninguna transformación en los caminos carreteros, ya que la aparición del automóvil con todas sus consecuencias coincidió con el movimiento armado en nuestro país.

Cuando ya se contó con un gobierno firme, se vivió una terrible realidad: los caminos de México resultaban inadecuados para el automóvil, que había progresado con una rapidez insólita.

En consecuencia, la reconstrucción de caminos se ha perfeccionado, y de casi un arte empírico ha pasado a ser una rama importante en la ingeniería civil.

De lo anterior, se desprende la importancia del desarrollo de estudios e investigaciones que tengan como meta, aportar algún conocimiento ó experiencia que en un futuro pudiera ser de utilidad, - ó por lo menos, servir de orientación en la solución de los innumerables problemas que se tienen hoy en día.

Concientes de lo anterior, con este trabajo pretendemos colaborar en el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible, el cual podrá ser de gran utilidad con la "Comparación entre el Método Tradicional para el diseño del Pavimento flexible (California - Bearing Ratio) y el propuesto por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M."

La superestructura de una obra vial, que hace posible el tránsito expedito de los vehículos y que cumple con los factores previstos, por el proyecto, como son, la comodidad, seguridad y economía, recibe el nombre de pavimento. En cuanto a la disposición ó estructura de los elementos que lo forman, así como las características de los materiales empleados en su construcción, ofrecen diversas posibilidades de formación, de tal manera que pueda estar formado únicamente por una capa ó mas, comunmente por varias, éstas a su vez, pueden ser de materiales naturales seleccionados, sometidos a diversos tratamientos. En cuanto a la constitución de su superficie, ésta puede estar formada por acumulaciones de materiales pétreos compactados recibiendo el nombre de carpeta asfáltica ó losa de concreto hidráulico. De hecho los diseños actuales contemplan diversas secciones estructurales diferentes, que permitan adaptarla más apropiada a las condiciones específicas del lugar.

En síntesis, un pavimento se define como la capa ó conjunto de capas de materiales, comprendidas entre la superficie de rodamiento y el nivel superior de las terracerías, cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiados, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito.

Los pavimentos, de una manera fundamentalmente práctica, se clasifican en flexibles y rígidos, ya que, el definir que tan flexible es el rígido, como rígido es el flexible, es hasta cierto punto materia de juicio, lo que implica que los términos empleados

para distinguir un pavimento del otro, no son del todo adecuados pero se recomienda conservarlos, puesto que su uso ha sido ampliamente difundido, además de que en la comunicación práctica rara vez surgirá una confusión importante.

Se considerará un pavimento rígido, aquel cuyo elemento resistente -- sea una losa de concreto hidráulico, en cualquier otro caso se considerará flexible.

El proyecto del pavimento de una gran autopista y el de un camino vecinal es completamente diferente, ya que el de la autopista impone criterios muy por arriba de los del camino vecinal. Estas diferencias son importantes, independientemente de que se tenga la sensación de que no siempre se toman en cuenta en su debida proporción.

Los factores económicos de costo, vida útil, condiciones de servicio, de mantenimiento, etc., son muy importantes en la decisión del proyecto y construcción de los pavimentos. Todos los criterios y variantes posibles han de examinarse a fin de cuentas, desde un punto de vista económico que trascienda, desde luego, la consideración de lo que es más barato ó más caro, para analizar toda la gama de factores sociales, conectados con la inversión pública y todos los factores de grado y capacidad de servicio.

Los siguientes factores pueden considerarse fundamentalmente para el diseño del pavimento:

- 1.- La resistencia estructural
- 2.- La deformabilidad
- 3.- La durabilidad
- 4.- El costo
- 5.- El mantenimiento
- 6.- La comodidad.

En cuanto a los métodos más usuales en nuestro país, para el diseño de pavimentos flexible se tienen los siguientes:

- 1).- Método del C.B.R. (S.A.H.O.P.)
- 2).- Método de Hveem
- 3).- Método del Instituto Norteamericano del Asfalto

1).- METODO DEL C.B.R.

Este método es de carácter puramente empírico, más sin embargo es el mayormente difundido en nuestro país, lo cual no significa que sea el mejor. La base fundamental consiste en la determinación del VRS. (Valor relativo de soporte) que se obtiene de una prueba que lleva el mismo nombre, cuyo objetivo es medir la resistencia a la penetración de un espécimen compactado a la humedad óptima. El método de compactación usado es, en general, una prueba dinámica del tipo Proctor. Esta prueba ha sido modificada por el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, siendo las modificaciones las siguientes:

El peso del pisón compactador, altura de caída del pisón, número de capas a compactar y número de golpes del pisón en las capas, ó sea, que se utilizan varias energías de compactación y se estudia la variación entre estas energías, la humedad de compactación, el peso volumétrico y los valores relativos de soporte obtenidos en cada caso. Los pasos necesarios para verificar la prueba se enuncian a continuación en su orden respectivo:

- a) Obtención de la humedad óptima por compactación dinámica de varios especímenes a diversas humedades y el peso volumétrico máximo.
- b) Saturación de los especímenes compactados a sus humedades óptimas respectivas hasta que alcancen su máxima expansión.
- c) Determinación de las expansiones sufridas durante la saturación.
- d) Determinación de la resistencia a la penetración en cada uno de los especímenes.

M-0125610

Considerando este último resultado en la siguiente expresión, obtendremos así el espesor del pavimento:

$$e = \sqrt{P \left(\frac{1}{8.1 \text{ VRS}} - \frac{1}{p} \right)}$$

Donde:

- P=carga de la rueda de diseño en lbs
- VRS=Valor relativo de soporte de la capa.
- p=Presión de inflado de la rueda de diseño en lbs/in²

La fórmula mencionada, será utilizada únicamente cuando el VRS sea menor del 12%. Para valores mayores, existen gráficas para determinar el espesor mínimo que cubrirá a la capa inferior en función del VRS y de la intensidad del tránsito. En un capítulo posterior se comentará con detalle el procedimiento de diseño que utiliza el VRS -- como parámetro de resistencia, ya que éste es el que con mayor frecuencia se toma en consideración en nuestro país.

2).- METODO DE HVEEM.

El método para el diseño de espesores de pavimentos desarrollados -- por F.M. Hveem, se basa en la determinación de las características -- de la resistencia de los materiales que forman el pavimento.

Dicho método es de requerimiento múltiple, en el sentido de que se exige que el pavimento finalmente aceptado cumpla con las siguientes condiciones en relación a:

- a).- Presión de expansión
- b).- Presión de exudación
- c).- Valor de estabilidad (obtenido en estabilómetro)
- d).- Resistencia a la tensión, medida en las capas superiores del pavimento por medio del cohesiómetro.

Para el diseño del pavimento se deben cubrir los siguientes requerimientos:

M-0028616

- 10.- Evaluación del tránsito de vehículos.
- 20.- Determinación del valor "R" mediante las pruebas de estabilidad, presión de expansión y presión de exudación, realizadas todas ellas en cada uno de los especímenes elaborados con material de las terracerías del camino.
- 30.- Cálculo de espesores.

a).- Espesores del pavimento por presión de expansión.

$$e_e = \frac{P_e}{\gamma_m}$$

Donde:

e_e = espesor requerido para neutralizar la presión de expansión, en cm.

P_e = presión de expansión, en kg/cm².

γ_m = peso volumétrico medio de la estructura del pavimento, en kg/cm³.

b).- Espesor del pavimento correspondiente al valor de estabilidad

$$e_R = 0.098 \times IT (100 - R)$$

Donde:

e_R = espesor del pavimento de acuerdo con la resistencia del suelo - en cm.

R = número de la estabilidad de Hveem.

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2.5}{D} \left\{ \frac{P_v}{P_h} - 1 \right\} + 1}$$

Donde:

D = desplazamiento horizontal del espécimen correspondiente a una presión horizontal de 7.0 kg/cm².

P_v = presión vertical aplicada, en kg/cm².

P_h = presión horizontal del espécimen, en número de vueltas.

IT = índice de tránsito, adimensional.

$$IT = 6.7 \left\{ \frac{CE}{10^6} \right\} 0.119$$

Donde:

CE = número de ruedas de 2.7 Ton.

40.- Se grafican los espesores anteriores para obtener el es-

pesor de equilibrio, que satisface las condiciones de expansión y estabilidad.

- 50.- De gráfica proporcionada por el Instituto Norteamericano del Asfalto, se obtiene un espesor que cumple con las condiciones de la presión de exudación. En esta gráfica se entra con el valor de "R" para la presión de exudación permisible de 21 kg/cm².
- 60.- Por último, el espesor total para el diseño sera aquel que sea el mayor de los dos anteriores (exudación y el de equilibrio).

3).- METODO DEL INSTITUTO NORTEAMERICANO DEL ASFALTO.

Este método consiste en determinar el espesor de la estructura del pavimento, mediante una forma muy particular de estimar el volumen de tránsito a prever, con algún parámetro que representa la resisitencia y la deformabilidad del material de apoyo (VRS por el cuerpo de ingenieros de los E.E.U.U., valor de "R" o valor obtenido en pruebas de placa). En el método se recomiendan equivalencias de espesores entre diferentes materiales, según su calidad relativa. Dichas equivalencias estan basadas en la comparación con la calidad de capas de concreto asfáltico, que se utilizan como módulo general.

Conceptualmente no se ha añadido nada a éste método, es basicamente análogo al que se utiliza con el método del CBR o con el método de Hveem.

Requerimientos para diseño:

- a).- Se determina el número diario medio de vehículos por año. Obteniendose así el transito diario inicial (TDI).
- b).- Se determina el porcentaje de vehículos pesados que existen en el primer año.
- c).- Se conocerá el peso promedio de los vehículos pesados, así como el límite legal para eje sencillo establecido.
- d).- Con los datos anteriores, se podra establecer el número de tránsito inicial, haciendo uso del nomograma.
- e).- Se estima la tasa de crecimiento anual de tránsito y el período de diseño (usualmente es de 20 años).
- f).- Se busca el factor de corrección que deberá aplicarse al número de tránsito inicial.

$$NTD = NTI \times \text{factor de corrección.}$$

g).-Se obtiene el espesor total de cubrimiento mediante el nomograma del Instituto Norteamericano del Asfalto con base en el valor de estabilidad de Hveem.

De los métodos antes mencionados, destaca por su "exactitud" el de Hveem ya que toma en cuenta las características de los materiales que formaran el pavimento, a diferencia del método CBR y del de Hveem; el método del Instituto Norteamericano del Asfalto destaca por su manera muy especial de determinar el volumen de tránsito de diseño, dando así espesores más satisfactorios. En cuanto al método del CBR, indica unicamente el espesor mínimo de pavimento sin tomar en cuenta los efectos reales del volumen de tránsito, por lo que lo hace más rápido y sencillo.

CAPITULO II.

INFLUENCIA DE LAS TERRACERIAS Y CAPA SUBRASANTE EN EL COMPORTAMIENTO DEL PAVIMENTO FLEXIBLE.

2.1.- Concepto de Sección Estructural.

Sabemos que los problemas a que se enfrenta el ingeniero en la actualidad al dimensionar un pavimento, se deben a los diferentes enfoques -- que se han desarrollado de él, enfoques que seguro cambiarán en un futuro próximo.

Primeramente, está fuera de cualquier duda que el comportamiento estructural de una carretera no puede limitarse a unas cuantas capas situadas unas sobre las otras o unos cuantos centímetros de la subrasante hacia la superficie.

Es obvio que dicho comportamiento se lleva a cabo en toda la sección, desde el terreno de cimentación hasta la superficie de rodamiento, es posible que las fallas en los pavimentos, hallan ocurrido algunas por mala terracería, otras por una base inadecuada y que las condiciones del terreno de cimentación puedan ser determinantes en muchos casos.

Actualmente, el terreno de cimentación y la terracería se tratan con cierta independencia del requerimiento estructural, que de ello se ha de hacer de tal manera que todos los parámetros que definen este comportamiento estructural quedan si ser controlados; por esto, no es extraño que en el momento que se solicita una respuesta estructural cualquiera, ésta sea impredecible.

Metodológicamente hablando, hoy se considera, que la responsabilidad de la respuesta estructural de la sección está únicamente en el llamado pavimento (capas de sub-base, base y carpeta).

Para proteger al pavimento de cualquier sorpresa, la razón exige una capa subrasante entre la masa del terraplen y el pavimento con una colocación suficiente para lograr el abrigo mencionado.

Cuando se utiliza el método del CBR el anterior criterio equivale totalmente exigir un VRS mínimo en la subrasante, aún sabiendo que este indicador es bastante inseguro para reflejar las características estructurales de cualquier masa de suelo; tampoco es raro, que bajo éstos controles esa masa se comporte de manera impredecible.

Para aspirar a una buena tecnología de carreteras, es primordial -- primero eliminar la diferencia terracería-pavimento, sustituyéndola por el concepto monolítico de sección estructural de la carretera.

Esta sección debe estudiarse sin distinciones conceptuales dentro -- de la misma, analizando todos sus componentes y adecuándolas a las exigencias; de tal manera, que la sección resista en cada nivel lo necesario. Si una parte de la sección estructural no cumple su compromiso con el conjunto, el colapso en dicha sección ocurrirá antes del tiempo considerado como vida útil. Por éste motivo, la construcción deberá ser adecuada no sólo conceptualmente, sino también administrativamente, de tal forma que los mismos grupos humanos que manejan las terracerías manejen los pavimentos; solo así podrán considerar el conjunto, como es el caso de un edificio, en el cual, la infraestructura y superestructura, deben considerarse en conjunto.

De manera secundaria, es indudable también, que actualmente resulta imposible pretender el perfeccionamiento en materia de diseño de pavimentos y que en realidad, habrá que conformarse con métodos no demasiado satisfactorios para el análisis teórico y esto, probablemente durante varios años.

Las razones para ello son múltiples, para entender algunos conceptos que puedan marcar la dirección del razonamiento siguiente, bastará - señalar algunas diferencias entre el problema de los pavimentos y -- los conceptos desarrollados y manejados hasta hoy para resolverlos. Por ejemplo, el caso del concepto de resistencia de los materiales, - el ingeniero está acostumbrado a manejarlo a partir de la idea de - resistencia máxima tal como se obtiene de una probeta de acero al -- probarse a tensión simple. Sin embargo para pavimentos, este concep- to de resistencia no es el apropiado, ya que éstos están sujetos a - cargas transitorias repetidas en forma aleatoria que trae como conse- cuencia fenómenos de fatiga, etc. Es razonable pensar, que en tanto no se desarrolle un conocimiento real de tales tipos de cargas, de - los efectos resistentes de los materiales, no será posible llegar a- un método de diseño de pavimentos que aspire a ser racional. Ante ésta circunstancia, es obvio que la SAHOP siga aplicando el mé- todo tradicional(CBR) ya que cuenta con una experiencia muy grande. Esta experiencia es a nivel personal y en mucho menor escala institu- cional. Esto se debe principalmente a que la SAHOP, carece en buena medida de mecanismos capaces de captar y dirigir la experiencia per- sonal, para transformarlas en institucional. Este es otro aspecto - de la actual tecnología SAHOP, que será necesario transformar en el- futuro.

Como se mencionó en páginas anteriores, un pavimento se define como- la capa ó conjunto de capas de materiales, comprendidas entre la su- perficie de rodamiento y el nivel superior de las terracerias.

A continuación se tratará de establecer una nomenclatura y de discutir el papel que se asigna a cada una de las capas.

La superficie de rodamiento, formada típicamente por una mezcla de una aglutinante asfáltico con agregado pétreo, bajo esta carpeta-bituminosa, se disponen por lo general un mínimo de dos capas bien diferenciadas; una base, de material granular y una sub-base formada también por un suelo granular, aunque esta última puede admitir suelo de menor calidad, con mayor cantidad de finos y menor exigencia de granulometría; la razón es que a la sub-base llegan esfuerzos de menor intensidad. Bajo la sub-base se dispone casi universalmente en la actualidad de otra capa, denominada subrasante, todavía con menos requisitos de calidad mínima que la sub-base, - por la misma razón antes mencionada y por último, bajo la subrasante aparece el material convencional de la terracería (Ver fig.2.1.1)

El establecimiento del comportamiento de la terracería como estructura del pavimento, no ha sido de mucho estudio pero de la experiencia que existe se pueden extraer algunas observaciones muy razonables, como son:

- 1.- Es aceptable pensar que la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante no es requisito fundamental en las terracerías; los niveles de esfuerzo que a ellas llegan a través de la capa ó capas superiores que constituyen el pavimento, quedan siempre por debajo de lo que pudiera pensarse.
- 2.- La deformabilidad parece ser el requisito básico para la aceptación ó rechazo de un material de terracería y también el que condiciona un buen comportamiento como soporte de un pavimento. Desde este punto de vista, todos los conceptos que contribuyen a que el material de terracería sea poco deformable serán fundamentales.

De los puntos anteriores, la calidad de los materiales juega un papel muy importante, sobre todo en los casos extremos que corresponden a -- los materiales que tienen gran abundancia de fragmentos grandes y los materiales en los que predominan los tamaños más pequeños que es posible encontrar en los suelos.

Estructuralmente hablando, los materiales en los que predominan fragmentos grandes y medianos son deformables, por las dificultades constructivas que suelen tenerse para dar el acomodo necesario, que hacen en muchos casos se cometan grandes descuidos durante la construcción, - teniendo repercusiones desfavorables, más graves cuanto más alto sea el terraplen. Es de notar el problema especial de deformabilidad que - se tiene en terraplenes con grandes fragmentos, cuando aquellos son de muy baja altura. En éste caso suelen tenerse espesores de capa poco uniformes, grandes a los lados y entre los fragmentos y pequeños sobre ellos. Es natural que un terraplen como el descrito, sera muy difícil de compactar correctamente, siendo ésta razón por la que éste caso pue de presentar graves problemas de deformabilidad. Por tal motivo, siempre se especifica un espesor mínimo de suelo como cobertura de los --- fragmentos de roca que se aceptan en un terraplen dado.

Debido a lo anterior se presentan en las superficies de rodamiento ondulamientos, los cuales podemos dividirlos en dos grupos, atendiendo a su origen de formación en:

a).- Ondulamientos Eventuales.- Estos pueden deberse a la insuficiencia de la subrasante; si el subsuelo con la subrasante no tiene el valor de soporte necesario, o si el espesor de las capas superiores es insuficiente, las presiones transmitidas a la subrasante son muy elevadas y causan deformaciones de mayor o menor cuantía en cualquiera de los sentidos de la carretera. Este caso es común en las orillas de los

caminos, los cuales, generalmente se encuentran bajos de compactación. Si no se tiene especial cuidado en la vigilancia, ya que los operadores del equipo de compactación se sienten inseguros por temor a los deslizamientos.

La superficie de una base puede también deformarse, bajo la influencia del agua que penetra a la subrasante, cuando los materiales que la componen son atacados por la humedad (es el caso de ciertas arcillas); los climas muy calurosos pueden ocasionar agrietamientos en las bases, debido al límite de contracción de los materiales cementantes, permitiendo así la introducción del agua a la subrasante llegando a debilitar su poder de soporte.

En el caso de bases abiertas al tránsito, éste defecto no se nota a simple vista por encontrarse cubiertas con el polvo, pero en cambio es muy notable cuando se encuentran protegidas por una superficie bituminosa y en ocasiones llega a presentar grietas de anchos considerables, dependiendo del límite de contracción de los materiales usados.

Las irregularidades de la subrasante, aparecen siempre en la superficie en un tiempo más o menos considerable, por efecto del tránsito que tiende a efectuar una compactación homogénea en la superficie de rodamiento, al encontrarse con espesores variables, por ésta razón se comprende que lo expresado anteriormente como requisito fundamental de la sub-base, se pide que se encuentre libre de surcos u ondulamientos y que en el caso de poner una capa de base, sobre otra para efectuar un mejoramiento se exija la escarificación previa de la capa vieja y la compactación uniforme de la misma.

b).- Ondulamientos Periódicos.- reciben ésta clasificación, los risamientos en bases expuestas al tránsito y aún en algunas superficies protegidas con materiales bituminosos, aquellas ondulaciones más ó menos rítmicas que toman la forma de un curva senoidal y que generalmente se presentan en forma normal al camino.

Estos ondulamientos se deben principalmente a alguna desigualdad de la superficie, generalmente ondonadas ó salientes, debidas a la compactación ó conformación. La rapidez de la deformación está estrechamente ligada a la granulometría y cohesión del material de la base, así como a la intensidad del tránsito; la longitud de onda está en relación con la plasticidad del revestimiento, entre más plástico más larga es la longitud entre cresta y cresta y por último, la carga por rueda de los vehículos, afecta a la compactación interna de las ondas.

En otro problema de los materiales que constituyen las terracerías se tiene, cuando éstos están formados por suelos compresibles y arcillosos, muchos de éstos (MH y CH), presentan características de deformabilidad tan desfavorables que su uso debe eliminarse. (El problema se complica aún más si los suelos son en añadidura, orgánicos). No aceptar el uso en el cuerpo del terraplén de materiales clasificados como: MH, OH, y CH, su límite líquido es mayor del 100%, es un norma muy acertada. También evitar el empleo de los materiales que reciben el nombre genérico de PT, según el sistema unificado.

Se desconoce hasta que punto una norma rígida de especificación puede resolver este tipo de problemas, ya que un mismo suelo puede comportarse de diferentes formas, según sean las condiciones climatológicas, drenaje y sub-drenaje, geometría del terraplén donde se coloquen, topografía del lugar, etc. Sin olvidar el papel fundamental que juega el -

tratamiento de compactación, en el comportamiento final. El uso de pavimentos de considerables espesores, que logren que los esfuerzos transmitidos sean despreciables, son consecuencia de una terracería deformable, lo que esto plantea una disyuntiva muy clara; si en el diseño del pavimento se toma en cuenta la deformabilidad, éste será -- anti-económico pues como se sabe, es más costoso el material del pavimento que el de terracería, ahora si dicha deformabilidad no se toma en cuenta como tantas veces ocurre, en el diseño del pavimento, éste nunca tendrá un buen comportamiento en ese lugar por mucho que se -- conserve y por más que se reconstruya.

3).- La acción climática, como ya se mencionó es uno de los factores que afecta el comportamiento del suelo, en el cual se apoya un pavimento. Se considera que en México las variaciones estacionales no -- son muy notables por lo general en comparación con otras latitudes, en las que ocurren ciclos de congelamiento y deshielo; Por tal motivo dicha afirmación merece discutirse.

Con el objeto de valuar la resistencia del conjunto pavimento-terracería y su variación con la estación del año, poniendo de manifiesto -- la influencia climática, se llevaron a cabo dos series de mediciones de la deflexión en la superficie de 52 secciones en un pavimento con carpeta asfáltica, distribuidas en casi toda la República Mexicana.

La primera medición se llevó a cabo en octubre al final de la estación lluviosa y la segunda se hizo en los meses de marzo y abril, al terminar el período de estiaje.

Estas deflexiones se midieron con equipo Dinaflex y se considera que la deflexión que muestra el pavimento en su superficie, es una medida-

de la condición estructural que prevalece en todo el espesor construido bajo ese punto, de manera que un pavimento que tiene deflexiones altas se acepta que está en peores condiciones que otro que las tenga bajas. (La figura 2.1.2) muestra los resultados obtenidos, demostrando que la condición estructural de las secciones no tienen una diferencia apreciable, considerando las condiciones extremas en que se tomaron las mediciones. Dicha condición contradice en algo el sentimiento experimental de los especialistas. La conclusión a extraer es una de dos; ó la deflexión en la superficie del pavimento, no es un criterio para juzgar las condiciones estructurales de un sistema pavimento-terracería, afirmación que estaría en contradicción con toda la experimentación moderna, especialmente con los estudios de valuación de pavimentos construidos ó la acción climática sobre el comportamiento estructural del comportamiento en conjunto pavimento-terracería se ha ponderado en el pasado de un modo que precisa cierta revisión.

Cuando se dice "acción climática" se entiende, en ocasiones, efecto de variación estacional e implícitamente se acepta que, éste debe ser muy marcado y de grandes repercusiones en la vida de la vía terrestre; parece que esto es lo que no sucede y este criterio es el que, según indica la mencionada investigación, ha de ser revisado. Todo indica que ya -- construido un camino, se alcanza al paso de algún tiempo, una condición de equilibrio y que ésta es relativamente independiente de los cambios estacionales, por lo menos en México. Definitivamente sea cual sea la -- condición de equilibrio que a fin de cuentas se alcance, dependerá del clima prevaleciente en la zona, pero también influyen características, geológicas y la relación que guardan éstas, con el trazo general de la vía. Una vía terrestre puede estar en buenas condiciones generales en --

un lugar de clima desfavorable, si su trazo la protege, convenientemente la condición de equilibrio a que llegue podrá ser favorable también, recíprocamente, una vía puede alcanzar condiciones de equilibrio que implique peligros serios a su vida futura, en un clima aparentemente benigno. Por tales observaciones, el efecto climático no puede ser visto como una norma de criterio independiente de todo un conjunto de consideraciones igualmente importantes; ya que no se trata de conocer en que clima se desarrollará una vía terrestre, sino en que condiciones generales se encontrará dentro de esa zona y sujeta a la acción de aquel clima, teniendo que esas condiciones, definen una vida futura, que parece ser más independiente de los cambios locales de estación, de lo que se hubiera juzgado en el pasado.

Los resultados de las observaciones anteriores, así como el sentimiento experimental permiten sugerir, que quizá el término "acción climática" es demasiado amplio para expresar el efecto importante que tiene el contenido de agua de los materiales, sobre la resistencia estructural de los pavimentos, Este efecto incluye de modo muy particular, claro es, el agua contenida en la terracería y capa subrasante. Así seguramente, no debe pensarse tanto en una acción general del clima, sino en la necesidad específica de proteger el tramo de la carretera, en el que se teman condiciones especiales de saturación con un subdrenaje adecuado. Es de esperar que la acción climática, en un sentido más general, puede influir en otros problemas, tales como la aparición de grietas longitudinales por ciclos de evaporación y humedecimiento, en que los efectos solares juegan un papel importante ó el "envejecimiento" de una carpeta, también por acción solar.

(En la figura 2.1.3 se ejemplifica, entre la correspondencia de las curvas, la importancia práctica de las fluctuaciones del nivel freático y hace ver la importancia del sub-drenaje que controle tales -- fluctuaciones manteniendo el contenido de agua en la sub-rasante en un valor poco variable). También es un reflejo de la acción climática la formación de baches por efecto del agua infiltrada después de llover, los cuales traen como consecuencia un decremento en la resistencia estructural del pavimento.

2.2 Factores que afectan la expansibilidad de los suelos.- Cuando -- existan variaciones volumétricas en un suelo, se considera a éste, - un suelo expansivo. Algunas causas de dichas variaciones, se deben - a la presencia de minerales como la anhidrita, la hematita, la limonita y a la diferencia de cargas negativas y positivas de los átomos que constituyen a éste tipo de suelos.

Entre los principales factores que afectan a los suelos expansivos, - podemos considerar los siguientes:

- 1.- Clima
- 2.- Cantidad y tipo de material arcilloso
- 3.- Contenido de agua.
- 4.- Peso volumétrico seco en el sitio
- 5.- Estructura del suelo.
- 6.- Condiciones de carga.

1).- Clima

Algunos de los efectos climatológicos que afectan el comportamiento - de los suelos ya fueron mencionados en páginas anteriores, pero cabe - mencionar que para el caso de suelos expansivos, las lluvias son las - más críticas; más críticas serán, entre más largo sea el periodo de - estiaje.

2).- Cantidad y tipo de material arcilloso.

Los minerales de arcilla se clasifican en tres grupos:

- a) Caolinitas.
- b) Ilitas
- c) Montmorilonitas

a).- Caolinitas

Este tipo de arcillas esta formado por una lámina silica y otra alumi-
nica, que se superponen indefinidamente. La unión entre todas las --
retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración
de moléculas de agua entre ellas, por tal motivo, las arcillas caoli-
níticas serán relativamente estables en presencia del agua.

b).- Ilitas

Estas están estructuradas de forma similar a las Montmorilonitas, pe-
ro internamente se constituyen con cierta tendencia a formar grumos -
de materia, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volú-
men; por ésto su expansibilidad es menor que la de las Montmorilonitas,
y en general las arcillas Ilitas, se comportan de forma más favorable

c).- Montmorilonitas

Estas arcillas están estructuradas por una lámina aluminica entre dos
silícicas, superponiendose indefinidamente. En este caso la unión --
entre las retículas del mineral es débil, por ésto, las moléculas de-
agua pueden introducirse, con relativa facilidad en la estructura, --
a consecuencia de las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza-
dipolar. Lo anterior produce un incremento de volúmen, lo que se tra-
duce en una expansión; teniendose que las arcillas Montmorilonitas, en
presencia del agua, presenten una fuerte tendencia a la inestabilidad:
Las Bentonitas, son arcillas clasificadas dentro del grupo Montmorilo-
nítico, originadas por la descomposición de las cenizas volcánicas y -

presentan la expansibilidad típica del grupo, lo que las hace sumamente críticas en su comportamiento mecánico. En general, los minerales Montmoriloníticos son los más expansivos dada su actividad eléctrica, llegando a tener en algunos casos, hasta el 2000% de expansión.

Como índice de los problemas que producen las expansiones, diremos que una expansión libre del:

100% ó mayor causa problemas a todas las construcciones.
del 100% al 50% en las construcciones ligeras.
Menor del 50% son poco expansivas y casi no dan problemas.

El contenido de arcilla Montmorilonítica del 2% da un suelo con expansiones menores del 50%

3).- Contenido de agua

Anteriormente se ha hecho mención de la importancia que tiene el agua en el comportamiento de los suelos y de las consecuencias que trae consigo, en el caso de los suelos expansivos; éstas consecuencias son más notables, porque se tienen suelos más estables, cuando tienen un contenido natural de agua cercano al límite plástico, es decir, un bajo contenido de agua; éste fenómeno se tiene en tiempo de sequía, y que en época de lluvia son muy susceptibles a la expansión.

4).- Peso volumétrico seco en el sitio

Este peso permite estimar en cierta forma la expansividad de las arcillas.

El peso volumétrico en el lugar ó "in situ" es el peso del material seco en la unidad de volumen, considerando los huecos que quedan entre sus partículas, cuando han adquirido éstas un cierto acomodo,

ya sea por un proceso natural ó por un proceso mecánico de compactación.

La determinación del peso volumétrico seco, puede obtenerse por 2 métodos:

- a).- Procedimiento de la arena
- b).- Procedimiento del aceite

Habiendo obtenido los pesos volumétricos en estado seco de diferentes arcillas, y comparando éstos podremos estimar las fuerzas de atracción ó repulsión de los minerales.

Dichas fuerzas se deben al comportamiento que tienen las arcillas en presencia del agua.

Sabemos que es muy común que en el agua se presenten iones con carga positiva, tales como los iones de sodio (Na^+), de calcio (Ca^{++}) ó de aluminio (Al^{+++}) en cantidad necesaria para balancear los iones de carga negativa que existen en la superficie de las partículas de arcilla. Al ionizarse el agua, en cada molécula tenemos un ión H^+ con carga positiva y un ión OH^- con carga negativa que forman cadenas de moléculas orientadas, quedando las cargas con signo positivo atraídas por la carga negativa existente en la superficie de las moléculas de arcilla, y las cargas negativas orientadas todas hacia las cargas positivas de los iones de sodio, calcio y aluminio. En esta forma se constituye una liga entre las dos partículas de arcilla, provocada por esa cadena que forman los dipolos del agua.

En base al razonamiento anterior, podemos concluir y afirmar, que a mayor peso volumétrico seco existirá una mayor expansión.

5).- Estructura

Se ha observado que cuando se destruye la estructura de un suelo natu

ral y después se compacta al mismo peso específico, seco y con el mismo contenido de agua originales, el potencial expansivo del suelo aumenta; esto puede explicarse en términos de la energía que se da a la arcilla remoldeada cuando se compacta y que se libera cuando ésta se humedece en el proceso de expansión, en tanto que el --suelo en su estado natural había ya liberado mucha de su energía -- en procesos anteriores de humedecimiento y secado a lo largo de su historia.

Por experimentación se ha visto que el potencial de expansión, es mayor en los suelos compactados con métodos estáticos que con métodos por impacto

La forma de placa que tienen los materiales arcillosos, pueden presentar dos agrupamientos: Placas paralelas entre sí (suelos remoldeados), y la que presenta un arreglo aleatorio sin ninguna orientación (suelos inalterados), teniéndose en este caso menor potencial de expansión.

Es recomendable en la práctica, alterar lo menos posible a los suelos expansivos extraídos de banco y compactarlos con métodos de --amasado.

6).- Condiciones de carga.

Este factor no es propiamente del suelo, sin embargo, es evidente que a mayor carga, menores expansiones.

2.3.- Influencia de los suelos con potencial expansivo en el comportamiento de pavimentos flexibles.

En algunas ocasiones, la construcción de vías terrestres se dificulta por las condiciones ó características no aptas que presenta el material en ese lugar, por tal motivo, el ingeniero se ve obligado a utilizar materiales de no muy buenas características mecánicas como lo son algunos suelos arcillosos ó con importante contenido de arcilla, mejor conocidos como suelos activos, dada su marcada tendencia a la expansividad, cuya cualidad fundamental es sufrir cambios volumétricos a consecuencia de la variación en su contenido de agua.

La utilización de éste tipo de suelos en terraplén ó en la subrasante, en algunas ocasiones trae como consecuencia efectos nocivos en el pavimento flexible, entre los principales podríamos considerar los siguientes:

- 1).- Contracción por secado
- 2).- Expansión por humedecimiento
- 3).- Desarrollo de presiones por expansión en los suelos confinados en que se restringe la expansión.
- 4).- Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

No es raro que algunos de éstos efectos se presenten simultáneamente.

Tipificando los daños de los efectos mencionados, podemos clasificarlos en cuatro tipos:

- a).- Elevaciones ó descensos de la superficie de rodamiento en una longitud importante, que se traducen en desigualdad é irregularidades, aunque no produzcan agrietamiento u otros daños visibles.
- b).- Agrietamiento longitudinal.
- c).- Deformaciones significativas generalmente acompañadas de agrietamiento como es el caso de las alcantarillas, localizadas en torno a éstas.
- d).- Agrietamiento generalizado (piel de cocodrilo) en la carpeta, con tendencia a desintegración.

De los daños mencionados, el primero seguramente es el más frecuente. Este puede ser medido con rugosímetros. Cuando existen ascensos ó descensos en la carpeta asfáltica, usualmente se deben a la presencia de agrietamientos longitudinales.

El uso de suelos expansivos en terraplén para pavimento flexible se puede llevar a cabo, con cierto grado de éxito, estimando las condiciones bajo las cuales trabajará, tales como: La humedad de compactación, las variaciones en el contenido de agua, clasificación del suelo fino y demás propiedades significativas que se puedan presentar en la vida útil del pavimento. Con respecto a la clasificación del suelo fino, es recomendable establecer criterios de clasificación de suelos finos, ya sea en el laboratorio, ó mejor aún en el campo, que nos permita de manera sencilla detectar la presencia y cuantía de suelos expansivos, para que en base a esto el ingeniero pueda aplicar su criterio en la mejor forma posible.

Para esto, Skempton propuso un criterio de clasificación basado en la actividad de la arcilla. Según el cuál los suelos se clasifican como se indica en la siguiente tabla:

ACTIVIDAD	CATEGORIA DEL SUELO
Menor que 0.75	Suelo inactivo
0.75 - 1.25	Suelo Normal
Mayor que 1.25	Suelo activo

También se realizó otra clasificación, desde el punto de vista de la intensidad de su potencial de expansión, tomando en cuenta el llamado grado de expansión (porcentaje de expansión de una muestra de suelo, secada al aire y colocada después en un consolidómetro, llenado-

con agua y bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm². ó 1 lb/in²)

No únicamente se puede definir la potencialidad de un suelo, por su grado de expansión, sino también por medio de otras características de las arcillas, como son:

- a).- Límites de consistencia
- b).- Pruebas de consolidación
- c).- Análisis térmico diferencial
- d).- Expansión libre
- e).- Prueba de difracción de rayos X
- f).- Análisis microscópico.

A).- LIMITES DE CONSISTENCIA

Sirven para determinar algunas de las propiedades índices del suelo. Estos índices son: Límite líquido LL, límite plástico LP y límite de contracción LC; para determinar éstos límites, el suelo debe ensayar se a partir de su contenido de agua natural y con material que pase la malla # 40

B).- PRUEBA DE CONSOLIDACION

Sirve para determinar la característica de comprensibilidad ó deformabilidad de carga y descarga, permitiendo valuar las deformaciones que sufrirá el suelo a largo plazo.

C).- ANALISIS TERMICO DIFERENCIAL

Los resultados de Ésta prueba determinan cualitativamente el tipo de mineral arcilloso que se encuentra en el suelo. La prueba consiste en calentar la muestra, para ver si reacciona tomando ó sediendo calor.

Las temperaturas a la que ocurren estos cambios son características del tipo de mineral arcilloso.

D).- EXPANSION LIBRE

Esta prueba consiste en colocar 10 CM³. de suelo seco dentro de una probeta de 100 cm³. de la malla # 40, se llena de agua y se mide el-

Volúmen de suelo expansivo después de alcanzado el equilibrio.

E).- DIFRACCION DE RAYOS "X"

El método se base en el arreglo atómico de cada mineral que difracta los rayos X en forma característica, el diagrama se compara con patrones obtenidos de materiales conocidos, para su indentificación y en algunos ca sos cuantificación, de los diversos minerales de la muestra.

F).- ANALISIS MICROSCOPICO

Se puede hacer desde el microscopio petrográfico hasta el microscopio - electrónico.

Tomando en cuenta las anteriores características de las arcillas, el -- Bureau of Reclamation de los E.E.U.U., las clasifica de acuerdo a la siguiente tabla:

POTENCIAL DE EXPANSION	EXPANSION EN CONSOLIDOMETRO, BAJO PRESION VERTICAL DE 0.07 KG/CM2.	LIMITE DE CONTRACCION	INDICE DE PLASTICIDAD	PORCENTAJE DE PARTICULAS MENORES DE UNA MICRA	E.L.
	%	%	%	%	%
Muy alto	30	10	32	37	100
ALTO	20-30	6-12	23-37	18-37	100
MEDIO	10-20	8-18	12-34	12-27	50-100
BAJO	10	13	20	17	50

Además de las dos clasificaciones anteriores, se han propuesto otros métodos formando en cada caso, diferentes variables, tales como:

a) Mc Dowell.- Define, para su clasificación un porcentaje de cambio volumétrico en la muestra de suelo, sujeta a absorción capilar y a una -- presión de cámara de 0.07 kg/cm2. (1 lb/in2). en un aparato triaxial del tipo Texas.

El tiempo que se deja la muestra sujeta a absorción, depende de la plasticidad de la arcilla y es un número de días igual al límite plástico, cuando éste es mayor de 15. Para unas condiciones iniciales se tuvo una correlación entre el cambio volumétrico con el índice de plasticidad, por lo que da un cierto criterio para clasificar la arcilla. (fig. 2.3.1)

B).- Seed.- Define el potencial de expansión como el porcentaje de expansión vertical de una muestra compactada, con su contenido de agua óptimo y su peso volumétrico máximo (prueba AASHO estandar), cuando se coloca en un consolidómetro y se satura bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm². Expresando el potencial de expansión por la expresión siguiente:

$$PE = KC^x$$

Donde:

PE= potencial de expansión

K= factor que depende del tipo de los minerales de arcilla.

C= porcentaje de partículas menores de dos micras.

x= número que depende del tipo de arcilla.

También Seed encontro que x valió 3.44 y que:

$$K = (3.6)(10^{-5})(A^{2.44})$$

Donde A es la actividad de la arcilla según Skempton.

Seed determinó mediante una correlación entre el potencial de expansión con el índice de plasticidad, dando la siguiente tabla:

<u>I P (%)</u>	<u>Potencial de Expansión (%)</u>
10	0.4 - 1.5
20	2.2 - 3.8
30	5.7 - 12.2
40	11.8 - 25.0
50	20.1 - 42.6

Con fines de clasificación Seed propone los siguientes valores de potencial de expansión:

Características de expansión de los suelos.	Potencial de expansión (%)
Baja	0.0 - 1.5
Media	1.5 - 5.0
Alta	5.0 - 25.0
Muy alta	Mayor de 25.0

Todos los trabajos que realizó Seed, se hicieron con suelos artificiales preparados en el laboratorio, lo cual representa una gran desventaja en dichos trabajos.

De los métodos anteriores, el más conveniente resulta ser el propuesto por el Bureau of Reclamation de los E.E.U.U., ya que tomó en cuenta -- mayores propiedades físicas de los suelos. Sin embargo, ninguno de -- los métodos utilizan correlaciones seguras ni muy comprobadas.

La tecnología desarrollada para determinar la expansividad de los suelos y las presiones de expansión, es cada día objeto de más interés para su estudio, ya que se han hecho varias pruebas con diferentes técnicas para obtener resultados más representativos.

Las pruebas de laboratorio para la obtención de la presión de expan-- sión dependen de las condiciones de tiempo y humedecimiento, de cargas y secuencia con que se permite la expansión y se aplican las cargas; - también del tiempo que transcurra para su medición, puesto que éste es un factor primordial para determinar su máxima potencialidad.

En una arcilla remoldeada se tendrá mayor potencial de expansión que - en otra que no se haya destruido su estructura, esto se debe a las causas anteriormente mencionadas.

La determinación del potencial de expansión es muy importante, porque- nos determina el comportamiento de la zona activa y así poder predecir con cierto grado de exactitud un efecto unido entre una expansión y --

levantamiento de la superficie del terreno.

Después de la construcción de un pavimento se alcanza una condición de equilibrio entre la distribución del contenido de agua y de la presión de succión con la profundidad, que depende de la naturaleza de los minerales arcillosos, éstos factores nos ayudarán a determinar el levantamiento de la superficie.

Como se dijo anteriormente, se han hecho varios estudios para la predicción de la magnitud de la expansión el cuál no es tan fácil y unos de los métodos más usuales en la actualidad son el de Mc Dowell y el de Jennings.

A).- Método de Mc Dowell.

Emplea muestras inalteradas, obtenidas a varias profundidades dentro del cuerpo de la terracería y se mide el potencial de cambio volumétrico para la absorción por capilaridad, bajo una presión de 0.07 kg/cm². Dicho potencial de cambio volumétrico se mide de acuerdo a una prueba originado en el Departamento de Carreteras de Texas.

El porcentaje de expansión volumétrica se deduce de una serie de curvas maestras, que relacionan la expansión con la presión (fig. 2.3.2) Cada curva representa la presión que tenía la muestra a la profundidad a la que fué extraída.

Como resultado de estudios en diversas terracerías, encontró que el contenido de humedad menor (w_i) antes de construir el pavimento es:

$$w_i = 0.2 LL + 9$$

En laboratorio, la muestra se expande hasta un contenido final (w_f)

igual a:

$$w_f = 0.47 LL + 2$$

También encontró que (para las condiciones iniciales) el porcentaje de cambio volumétrico, para una absorción capilar bajo una presión de 0.07 kg/cm²., puede relacionarse directamente con el índice de plasticidad (IP)

$$\frac{\Delta V}{V} \times 100 = 0.37 IP - 5 \text{ -----1}$$

Si el IP es constante con la profundidad, la sobrecarga requerida (P_0) para prevenir la expansión como una función del IP se tiene:

$$P_0 = 0.5 IP - 5 \text{ (Tn/M2)}$$

Entonces con el IP se calcula la expansión volumétrica en la ecuación-1, situándose este punto en el eje de las ordenadas (Fig.2.3.2.). A partir de ese punto se traza la curva maestra correspondiente, la P_0 - necesaria para nulificar la expansión, será la abscisa del punto en que la curva maestra trazada . . . corte a la horizontal por la expansión volumétrica igual a cero. El porcentaje de expansión vertical es entonces para cada capa 1/3 del porcentaje de expansión volumétrica.

Integrando las curvas maestras dentro el rango de presiones correspondientes a la profundidad de la zona activa, se obtendrá el levantamiento probable.

Mc Dowell propuso la siguiente tabla para determinar el levantamiento de la superficie en función del IP, suponiendo un estrato uniforme.

<u>IP (%)</u>	<u>Levantamiento (cm)</u>
10	0
20	1
30	4
40	7
50	13

b).- Método de Jennings.

Está basado en una correlación entre las expansiones medidas en pavimentos reales y las predichas para los mismos casos. El método se aplica obteniendo muestras inalteradas, con los que se fabrican dos especímenes de prueba para ser probados en consolidómetro, uno con su contenido de agua natural, y el otro con el contenido de agua a que se llegue después de permitirse su expansión; se obtienen dos curvas de compresibilidad para las dos pruebas, superponiéndose de manera -- que coincidan sus partes vírgenes (fig. 2.3.3).

La relación de vacíos correspondiente al suelo consolidado, bajo la -- sobre carga que actuará sobre el suelo al nivel al que fué obtenido -- la muestra (Punto A), puede encontrarse en la curva correspondiente -- al contenido de agua natural.

Después se estimará la succión de equilibrio en la curva del suelo sa -- turado, sumando éste valor a la presión de sobrecarga se obtiene el -- punto B. Jennings utiliza el valor de Δe ó variación de la relación -- de vacíos en ambos casos, para predecir la expansión.

Propone finalmente una secuela para predecir el levantamiento.

- 1).- Determinar la profundidad de la zona activa.
- 2).- Obtener muestras inalteradas de la arcilla a intervalos fijos dentro de la zona activa.
- 3).- Estimar la presión de succión que deberá esperarse en la zona activa.
- 4).- Hacer pruebas de expansión sobre muestras inalteradas en consolidómetro, permitiendo a la arcilla -- expandirse en contacto con el agua libre. Cada -- muestra se sobrecargará con esfuerzo vertical --- igual a la presión de sobrecarga, más una carga -- adicional igual al valor de la presión por succión esperada en las condiciones de equilibrio.
- 5).- Integrar el porcentaje de expansión obtenido de las pruebas de expansión con la profundidad.

Una vez mencionados los métodos para determinar la expansibilidad de un suelo, cabe aclarar que existen métodos para evitar los daños que ocasionan los suelos activos y que pueden considerarse en tres grupos:

- 1).- Reemplazo o mejoría por mezcla de un suelo inerte de todo o parte del espesor activo o de la capa del pavimento que muestre características de expansión.
- 2).- Neutralizar la expansión previamente valuada, -- con sobrecargas sobre el terreno o capa de pavimento, siendo éste peso generalmente de tierra.
- 3).- Control para reducir los cambios de contenido de agua por medio de: drenaje, sub-drenaje, utilización de cubiertas impermeables o usando otros métodos.

En los últimos años se ha tenido un adelanto en el mejoramiento de las cualidades de expansión de los suelos, al añadirles productos que reaccionen químicamente con ellos.

Soluciones a base de estabilizaciones de los suelos, tienen la doble ventaja de ayudar a resolver los problemas de expansión y los de capacidad estructural, se ha visto también que las capas estabilizadas constituyen una buena barrera en los procesos de humedecimiento y se cado.

CAPITULO III

3.1.- Obtención de Valor Relativo de Soporte (VRS)

El objetivo de ésta prueba es determinar la calidad del suelo en cuanto a valor de soporte se refiere, midiendo la resistencia a la penetración del suelo compactado y sujeto a un determinado período de saturación.

Para la realización de ésta prueba debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- a).- El equipo necesario es el que a continuación se indica:
- Un molde cilíndrico de compactación de 15.75 cm. de diámetro interior y 20.32 cm. de altura, provisto de una base con dispositivo para sujetar el cilindro.
 - Una máquina de compresión con capacidad mínima de 30 ton. y aproximación en las lecturas de más o menos 10 kg. para cargas bajas.
 - Una barilla metálica de 1.9 cm. de diámetro y 30 cm. de longitud, con punta de bala para el picado del material en el molde.
 - Una placa circular para compactar con diámetro de 15.5 cm., ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, que pueda ajustarse a la cabeza de aplicación de la carga.
 - Una placa circular perforada, con un bátago desplazable colocado en el centro, sobre el cual se apoyará el pie del extensómetro.
 - Un trípode metálico, para sostener el extensómetro durante la saturación.
 - Un tanque de lámina o mampostería de 30 cm. de altura.
 - Dos placas de carga con un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro con un orificio central de 5.2 cm. de diámetro y un peso total de 6 kg.
 - Un cilindro de acero para la prueba de penetración, con una sección de 19.35 cm. cuadrados que pueda sujetarse a la cabeza de carga de la máquina.
 - Un extensómetro con carátula graduado en milésimas de pulgada con carrera de 2.54 cm.
 - Una malla del número 4 y otra de 25.4 mm. (1").

- Una balanza de 10 kg. de capacidad mínima y -- sensibilidad de 1 gramo.
- Una balanza con sensibilidad de 0.01 gramo.--
- Cápsulas para la determinación de humedades--
- Un horno que mantenga temperatura constante - comprendida entre 100 y 110°C.
- Charolas de lámina galvanizada.
- Una probeta graduada de 500 c.c.
- Hojas de papel filtro de 15.7 cm. de diámetro.

b).- La muestra para efectuar esta prueba deberá secarse, disgre garse y cuartearse, después de lo cual se tamizará por la malla de - 25.4 mm. y si la muestra original contiene menos del 15% en peso, de material que se retiene en esta malla, se utiliza para la prueba el material que paso la malla. Cuando el retenido de la malla de 25.4 mm. exede del 15%, será necesario substituir este retenido por una - cantidad igual en peso de material pétreo que pase la malla de 25.4 mm., y se retenga en la número 4 (el cual deberá tomarse otra mues-- tra). La cantidad necesaria de muestra para la prueba no deberá ser menor de 16 kg. para cada determinación.

c).- La prueba consiste en medir la resistencia a la penetración de un espécimen compactado a la humedad óptima, con una carga unitaria de 140.6 kg/cm²., aplicada con una máquina de compresión; des--- pués de haber sido saturada en agua hasta lograr su máxima expansión. La humedad óptima de compactación se determina en la forma en que se indica más adelante.

Los pasos necesarios para verificar la prueba se detallan a continua ción en su orden respectivo.

1.- La humedad óptima de compactación es la humedad mínima requerida por el suelo para alcanzar su peso volumétrico seco máximo, cuando es compactado con la carga unitaria antes indicada.

Para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima, se sigue el procedimiento de la prueba de compactación proctor.

2.- Al espécimen correspondiente a las condiciones de peso volumétrico seco máximo y humedad óptima, se le colocan una ó dos hojas de -- papel filtro en la cara superior, la placa perforada y las placas de carga, y se introduce en el tanque de saturación.

Sobre los bordes del molde se coloca el tripie con el extensómetro, anotándose la lectura inicial de éste; se mantiene el espécimen dentro del agua y se hacen las lecturas diarias del extensómetro.

Cuando se observe que cesa la expansión, deberá anotarse la lectura final y se retira del tanque el molde con el espécimen, para sujetar éste a la prueba de penetración. El período de saturación es de 72- horas.

3.- La diferencia de lectura final e inicial del extensómetro, expresada en milímetros, se divide entre la altura en milímetros del espécimen, antes de sujetarlo a la saturación y este cociente nos expresa el valor de la expansión en por ciento.

4.- Al molde con el espécimen que fue retirado del tanque de saturación, se le quitan el tripie y el extensómetro, y con todo cuidado se acuesta sin quitarle las placas, dejándolo en esta posición hasta que escurra el agua.

Se llega a la prensa, se le quitan las placas y el papel filtro y se colocan de nuevo las dos placas de carga. El cilindro de acero para la prueba de penetración debe pasar através de los orificios de las placas hasta tocar la superficie de la muestra; se aplica --

una carga inicial que no se mayor de 10 kgs. e inmediatamente después sin retirar la carga, se ajusta el extensómetro de carátula para registrar el movimiento vertical del cilindro.

Se procede a la aplicación de cargas en pequeños incrementos continuos, procurando que la velocidad de desplazamiento del cilindro sea 1.25 mm/mín., se anotan las cargas correspondientes a cada una de las siete penetraciones indicadas en el cuadro siguiente:

<u>Penetración en Milímetros</u>	<u>Carga registrada en Kilogramos.</u>
1.27	
2.54	
3.81	
5.08	
7.62	
10.16	
12.70	

Una vez terminada la prueba deberá observarse el aspecto que presenta el material en el sitio donde se hizo la penetración y medirse el espesor del material afectado por el agua durante la saturación, para tener un idea del peligro que puede representar la presencia de agua en exceso en el material una vez colocado en la obra.

d) La carga registrada para penetración de 2.54 mm. se debe de expresar como un porcentaje de la carga estandar de 1360 kg. y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido es el Valor Relativo de Soporte, correspondiente a la muestra ensayada.

Las cargas estandar fueron obtenidas por O.J. Porter, haciendo penetrar el pistón en una muestra de roca caliza triturada que se toma como tipo, y a la cual se le considera un 100% de Valor Relativo de Soporte.

La SAHOP utiliza esta prueba para clasificar los suelos de acuerdo con la tabla siguiente, en la cual se indica el empleo que puede darse al material de acuerdo con su valor relativo de soporte (Fig.3.1.1)

<u>VALOR RELATIVO DE SOPORTE.</u>	<u>CLASIFICACION</u>	<u>ZONA</u>
0-5	Subrasante muy mala	1
5-10	Subrasante mala	2
10-20	Subrasante regular ó buena	3
20-30	Subrasante muy buena	4
30-50	Sub-base muy buena	5
50-80	Base buena	6
80-100	Base muy buena	7

3.2 ANALISIS DE LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA UTILIZACION DEL VRS COMO PARAMETRO DE DISEÑO.

En la actualidad ningún método de diseño satisface los requerimientos que deben ser adecuados a la mecánica de suelos aplicada, en tanto que algunos procedimientos de diseño si toman en cuenta la teoría de ésta, por lo que únicamente faltaría la racionalización de estas teorías para aplicarlas en consecuencia.

El método del CBR se basa en la realización y resultados de la prueba del mismo nombre, del cual, se han desarrollado una serie de modalidades que traen como consecuencia, el hecho de que cada una de ellas establece su propia prueba.

En general, el VRS se conviene en admitirlo no como un valor de punto sino mas bien, como un intervalo de valores que se espera obtener en el campo. Esto hace que el proyectista tenga a su criterio una variación del VRS para elegir el de proyecto.

En principio, un diseño preliminar por resistencia pueda obtenerse en base al porcentaje del VRS, pero utilizando el rango de variaciones para diferentes humedades.

Para suelos expansivos, el VRS deberá utilizarse solamente como finalidad cualitativa para diseño, ya que éste, en sus mejores casos, solo podrá darnos una idea del procedimiento de diseño o del dimensionamiento de la estructura. En el caso de suelos expansivos, se acercara más a la realidad el potencial expansivo del suelo que las cargas que a él se apliquen.

Uno de los problemas, ajeno al método, es que en carreteras es difícil lograr el mismo grado de conocimiento de los materiales localmente disponibles para la construcción; de que se trabaje usualmente con materiales de calidad inferior y de que, no se disponga de tanta información en el manejo de problemas ligados a la compactación y sub-drenaje.

3.3.- Descripción de algunos métodos que utilizan el VRS como parámetro de diseño.

a).- Método SAHOP.- Este método, se basa fundamentalmente en la obtención del VRS para los materiales que forman las capas del pavimento, así como también de la intensidad del tránsito aunque éste parámetro lo tome en una forma muy general con carga igual o mayor a 3 ton. métricas.

El método en que se basa la SAHOP para determinar el espesor de diseño, es el del CBR, el cual es uno de los primeros en usarse para el diseño de pavimentos flexibles. De las investigaciones hechas en California se extrae que las fallas en los pavimentos son:

- 1.- Desplazamiento lateral del material de la subrasante como resultado de la absorción del agua del pavimento.
- 2.- Asentamientos diferenciales del material en la parte inferior del pavimento, así como deflexión excesiva en el mismo.

Ahora bien, la SAHOP quizá basandose en lo anterior propone como criterio de falla que la subrasante es la capa más débil.

El espesor del pavimento con el método SAHOP se determina como se menciono en un capítulo anterior o por medio de gráficas que propone ésta institución { fig. 3.3.1 }.

Entrando con el valor del VRS en el eje de las abscisas se levanta una vertical hasta cortar la curva que corresponda a la intensidad de tránsito de vehículos para el diseño; éste punto se proyecta al eje de las ordenadas y de esta forma, obtendremos el espesor total en cm. que requiera como cubrimiento cada capa.

Se puede concebir como un proceso en cadena, ya que las capas subsecuentes se van determinando de acuerdo al arámetro de resistencia (VRS) de las capas inferiores. A la terracería se le coloca un espesor de subrrasante de acuerdo a la experiencia del proyectista, con la condición de que, el espesor de subrrasante, más lo que se le coloque arriba de ésta, de el cubrimiento total que la terracería necesitará. Generalmente el espesor de la subrrasante se encuentra en el orden de 30 cm.

Ahora, con el VRS de la subrrasante se podrá obtener el espesor total que se requiera como cubrimiento (sub-base). En forma análoga, se determinará el espesor de la base en función del VRS de la sub-base. Es así como se obtiene la estructuración del pavimento, habiendo tomado en cuenta la condición antes mencionada para cada capa. El espesor de la carpeta y de acuerdo con el tránsito será a criterio del proyectista, ya que éste se utiliza como un factor de seguridad; teniéndose así el espesor gran total (sub-base + base + carpeta).

Además la SAHOP propone espesores mínimos de sub-base, siendo de 12 cm para las curvas I y II, y de 10 cm para la 3 y 4; teniéndose así 27 y 22 cm de espesor total mínimo (sub-base - base) respectivamente, usados por la citada dependencia.

b).- Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de los E.U.- Para el diseño de pavimentos según el cuerpos de ingenieros, se realiza a partir de los siguientes puntos:

1).- Determinación del VRS

Para tratar de reproducir razonablemente las condiciones de compactación logradas en el campo, Esta Institución efectúa en el laboratorio pruebas de compactación de tipo dinámico con diferentes energías de compactación.

Para dicha determinación, se utilizará la combinación de tres figuras - que dan como resultado un rango confiable del VRS, que posteriormente - el proyectista tomará de acuerdo a su criterio, un valor determinado. La primer figura se forma con tres gráficas, que se obtuvieron al compactar los especímenes a diferentes energías de compactación en forma - decreciente (fig. 3.3.2).

La siguiente figura se forma a partir de las pruebas tradicionales del VRS. Estos últimos valores se corrigen desplazando las gráficas hacia la izquierda, de modo que en su caso se eliminen las pequeñas concavidas iniciales hasta obtener partes rectas que pasen por el origen --- (fig. 3.3.3). Y por último, la tercer figura se forma con la combina--- ción de las dos primeras, VRS corregido contra peso volumétrico seco).

En donde, cada curva representa la humedad de prueba.

De hecho, con esta figura se explica el procedimiento que recomienda el cuerpo de ingenieros y además, se extrae las conclusiones de valor práctico muy grande (fig. 3.3.4).

Para comprender dicho procedimiento, supongamos que en el campo se requiere una compactación del 95% al 99%. Con este dato y la figura 3.3.2, tendremos un rango de contenido de humedad entre 16% y 22%, así como de un peso específico de 1850 kg/cm³. a 1950 kg/cm³. de la figura 3.3.3. - ahora con estos datos y la figura 3.3.4, obtendremos el rango en que se encuentra el VRS. Posteriormente el proyectista determinará el valor - del VRS al que debe trabajar.

2).- Determinación de espesor del pavimento.

Para poder determinar el espesor del pavimento, es necesario homogeneizar el tránsito a carga de 5000 lbs (2.27 ton.) por rueda para 10^6 repeticiones según el método de Mc. Leod.

En este método se acepta que con un 25% del espesor para 10^6 repeticiones, el pavimento falla con una sola repetición de la misma carga. Para efecto de diseño, se utiliza la figura 3.3.5 en donde se obtiene totales que resultan para las diferentes cargas por rueda para -- 10^6 repeticiones. Además, se tendrá que elaborar la figura 3.3.6 en base de la anterior y del VRS escogido.

Los pasos a seguir son los siguientes:

- a).- De la figura 3.3.5, se obtienen espesores totales para cada carga dado un determinado VRS.
- b).- Los valores anteriores se anotan como ordenadas sobre la abscisa de 10^6 repeticiones de la figura 3.3.6.
- c).- Se colocan en la ordenada de la figura 3.3.6 el 25% de los valores del inciso a para una sola repetición.
- d).- Se unen los puntos obtenidos en los incisos b y c formando curvas que corresponden a diferentes cargas.
- e).- Se fija el punto que representa la condición de diseño en la -- figura 3.3.6 (punto A).
- f).- Por el punto A se traza una recta horizontal.
- g).- De las intersecciones de ésta recta con las diferentes curvas, nos dan el número de repeticiones de carga equivalente en el eje de las abscisas.
- h).- Se determina el factor de equivalencia.

$$b.e = \frac{10^6 \text{ repeticiones de carga de } 5000 \text{ lb}}{\text{Núm. de repeticiones obtenidas en el inciso "g"}}$$

i).- Los factores de equivalencia para cada carga se multiplican por el número de vehículos de ese tipo (promedio diario anual). Obteniendo así el número parcial de repeticiones de la carga equivalente.

j).- Se realiza la sumatoria de los productos del inciso anterior, - obteniéndose el número total de repeticiones de la carga equivalente.

k).- El valor obtenido anteriormente, deberá afectarse por una tasa de crecimiento anual.

l).- Este último valor se lleva al eje de las abscisas de la fig. -- 3.3.6, se traza una línea vertical en dicho valor hasta que corte la curva correspondiente a 5000 lb., leyéndose así en el eje de las ordenadas el espesor correspondiente que se considera de proyecto. Este - procedimiento es análogo para cada capa.

3.4.- Comentarios respecto a la utilización de los métodos anteriores.

Es indudable, que a pesar de que estos métodos son de diseño escalonado, existe una gran diferencia entre ellos, ya que, el método que se utiliza tradicionalmente da espesores en una forma cualitativa, - teniendo así una infinidad de soluciones para la estructuración -- del pavimento, dejando toda la responsabilidad a la experiencia del proyectista. (Mientras el método tradicional determina los espesores de una manera cualitativa), el del cuerpo de ingenieros lo hace de una forma cuantitativa, teniéndose así resultados más reales.

Otra gran diferencia entre estos dos métodos, es que el del cuerpo - de ingenieros toma mucho en cuenta el tipo de vehículos que transita rá sobre el pavimento a diseñar (estandarización del tránsito), mien tras que el tradicional lo toma de una forma muy superficial.

CAPITULO IV

METODO PROPUESTO POR EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M.

4.1.- Antecedentes de Investigación.

Debido a la importancia de las inversiones en construcción y conservación de las carreteras, que tienden a crecer anualmente, ya que se consideran que los métodos en uso eran susceptibles de una mejor adecuación, la SAHOP decide patrocinar una serie de investigaciones relacionadas a carreteras de bajo volumen de tránsito (90% en la red nacional). En 1961 la SAHOP por medio del Instituto de Ingeniería de la UNAM, decide iniciar dicha investigación basándose en tres aspectos fundamentales:

a).- Investigación del comportamiento de tres tramos experimentales, localizados en dos carreteras federales.

b).- Estudio del comportamiento real de pavimentos existentes localizados en tres zonas climáticas representativas de las condiciones del país.

c).- Investigación en pavimentos construidos en una pista circular de prueba.

Como conclusión de los tres aspectos anteriores, es obtener mejores métodos de diseño para carreteras de bajo volumen de tránsito.

En general, las hipótesis del comportamiento de los pavimentos usando cualquier método de diseño, se basan en teorías que contienen grandes limitaciones. En su aplicación las teorías son distorsionadas de una manera muy significativa al incluir factores empíricos.

Los lineamientos que se siguen en esta investigación son los siguientes:

a) - Determinar cuales son las variables más importantes que intervienen en el comportamiento de los pavimentos flexibles.

b) - Establecer criterios para poder determinar el comportamiento de los pavimentos; en este caso fijando niveles de aceptación y un tiempo de servicio útil.

c) - Realizar investigaciones experimentales para definir método de prueba que tengan una correlación adecuada al comportamiento de los materiales empleados en la construcción de los pavimentos.

d) - Por último, estudiar minuciosamente las pruebas de carteras realizadas en otros países, para tomar técnicas que sean aplicables en México.

Desde 1964, se empieza la observación en los tramos experimentales -- constituidos especialmente en las carreteras federales; un tramo responde a una zona tropical, los otros dos, se localizan en una región esteparia fría, construyéndose ambos en el mismo camino con unagrande transición entre ellos.

Estos tres tramos constan de 80 secciones estructurales con espesores totales de pavimento que varían de 10 a 50 cm. Cada sección tiene el ancho de un carril y 30 m. de longitud. Actualmente estas secciones se pueden considerar en general con muy buenas condiciones, con calificaciónes de 2.5 de acuerdo con el sistema AASHTO.

Con respecto a los pavimentos existentes en la red nacional, compendelaevaluación del comportamiento real de pavimentos construidos con técnicas normales, que se localizan en tres zonas climáticas diferentes de la evaluación del comportamiento real de pavimentos construidos -- comprende 6,000 km. de carretera, dentro de los cuales se estudian detalladamente 96 secciones; con el ancho de un carril y 50 m. de longitud siendo las variables principales de estudio:

clima, tránsito, calidad de la subrasante, resistencia estructural y años de servicio.

El clima se estudia en tres niveles:

- a).- Tropical
- b).- Sub-Tropical
- c).- Desértico

Las variables restantes se analizan con dos niveles:

- a).- Alto
- b).- Bajo

Ahora bien, la pista circular de prueba construida en el Instituto de ingeniería, tiene por objeto ensayar hasta la falla, diferentes estructuras de carreteras en plazos muy cortos, de manera que se puedan generalizar ciertas conclusiones obtenidas através de los dos primeros aspectos fundamentales. Pudiéndose además, realizar trabajos de investigación relacionados con las características de los materiales.

Las variables reproducidas en la pista son:

- a).- Variables estructurales
- b).- Variables de carga
- c).- Variables climáticas

Actuando ésta última como parámetro constante de la prueba.

Se puede concluir que la pista circular de prueba, ha sido de gran utilidad en la generalización de las conclusiones obtenidas en los tramos experimentales y del comportamiento de pavimentos existentes en la red nacional; siendo además, útil para analizar el comportamiento tan complejo de los pavimentos de una manera más racional; obteniéndose así una mayor correlación con el comportamiento de estructuras de carreteras.

4.2.- VARIABLES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO.

Las variables que intervienen definitivamente en el diseño estructural, de pavimentos flexibles para carreteras, pueden clasificarse en tres --

grandes grupos:

- 1).- Variables estructurales
- 2).- Variables de carga
- 3).- Variables de clima y condiciones regionales

1).- Variables estructurales.- Estas variables incluyen características relativas a cada una de las capas que constituyen la carretera; tales como: espesores, resistencia y deformabilidad en las condiciones esperadas de servicio.

Con respecto a la resistencia, es importante hacer notar que el parámetro que interviene en el diseño es el Valor Relativo de Soporte (VRS), que es un indicador muy aplicado en nuestro medio, debido a:

a).- La prueba VRS de campo, es un indicador de resistencia última que es susceptible de análisis teórico (en cuanto a su aplicación - práctica cuenta con grandes limitaciones).

b).- La difusión que existe en el mundo es muy amplia, empleándose en muchos casos con más éxito que los otros sistemas de prueba.

c).- Debido a que la SAHOP, cuenta con una gran experiencia en su aplicación.

d).- Y por último, el equipo que se utiliza para dicho parámetro, es fácil de aplicar en el campo y además barato.

Los méritos de la prueba VRS no se fincan en su valor teórico, ni en su representatividad como modelo, ni en sus características de correlación entre comportamiento de un suelo en el laboratorio y el comportamiento en el campo. Quizá la popularidad que goza hoy en día la prueba del VRS se base en ser el primer esfuerzo para dimensionar el pavimento, -- entrando así, como una costumbre cotidiana en los ingenieros, sin ponerse a pensar muchas veces, que la dispersión ligada a la prueba la hace una base de correlación muy poco firme.

En México, como no se tienen problemas de congelación y deshielo en una forma definitiva, se considera que el factor más importante en esta variable, es el contenido de agua de equilibrio ó el contenido de agua más desfavorable en las variaciones estacionales.

Para lograr una buena predicción de contenido de agua, es recomendable tomar en cuenta las condiciones de cada región, es decir, realizar una zonificación en el país de acuerdo al sistema Koppen-Geiger.

Figura 4.2.1.

El sistema Koppen-Geiger consiste en dividir la República en 4 zonas, que correspondan a climas semejantes de cada región. A su vez, cada zona se puede subdividir para poder tomar en cuenta aspectos más importantes de cada lugar.

4.3.- Criterio propuesto de falla.

Actualmente se llevan a cabo investigaciones en diferentes países para obtener métodos que permitan determinar una adecuada predicción de la vida útil de los pavimentos.

Los conceptos de calificación é índice de servicio, junto con el comportamiento del pavimento, constituyen los índices para determinar las fallas en el mismo.

Dichas fallas pueden ser consideradas en dos grandes grupos:

- a).- Falla funcional
- b).- Falla estructural

a).- Falla funcional.- Los conceptos valiosos que aporta la prueba de carreteras AASHTO, fueron determinantes para que en México se tomaran en cuenta en las investigaciones que se realizan, y así estandarizar criterios en cuanto al mantenimiento de la superficie de rodamiento se refiere.

En los estudios realizados en México, la calificación se basa en la estimación que realiza el usuario al recorrer el camino, siendo ésta una apreciación subjetiva respecto a la eficiencia del pavimento variando en un rango muy amplio.

Sin embargo, la medida de un grupo de personas es una medida consistente del estado de servicio del pavimento. Se acostumbra darlo en una escala de 0-5 de acuerdo a la siguiente tabla:

<u>CALIFICACION O INDICE DE SERVICIO</u>	<u>ESTADO DEL PAVIMENTO.</u>
0-1	Muy malo
1-2	Malo
2-3	Regular
3-4	Bueno
4-5	Excelente

La calificación actual, es una medida tomada desde el punto de vista de la molestia que ocasiona la carretera al usuario. Interviniendo como factores, la ondulación longitudinal, deformación transversal y baches.

El índice de servicio actual, es el equivalente a la calificación -- actual verdadera y es obtenido através de medidas objetivas del estado superficial del pavimento.

b).- Falla estructural.- Desde el punto de vista de conservación ó de diseño del pavimento, no sólo hay que tomar en cuenta la calificación ó índice de servicio actual, sino también, el comportamiento -- de la carretera en cuanto a su capacidad estructural, siendo éste un factor muy importante para interpretar las calificaciones del pavimento con respecto al tiempo ó respecto al número total de aplicaciones de carga por ejes de los diferentes tipos de vehículos, (fig. -- 4.3.1). Siendo C_0 , C_1 , C_2 , C . calificaciones actuales tomadas con un intervalo de tiempo aproximado de 6 a 12 meses.

Se dice que la calificación de rechazo es aquella en que menos de la mitad de los usuarios de la carretera, consideran que la superficie de rodamiento se encuentra en condiciones adecuadas de servicio.

Ahora bien, la calificación de aceptación será aquella en que más de la mitad de los usuarios de la carretera, consideran que la superficie de rodamiento se encuentra en condiciones adecuadas de servicio. Los coeficientes de conversión para obtener tránsito equivalente, -- pueden basarse en diferentes características del pavimento tales como: Deformaciones unitarias al nivel de la subrasante, deflexión -- elástica del pavimento, etc.

En México, el tránsito equivalente se refiere a un peso de 8.2 ton. (18 kips). por eje sencillo.

Para fines de interpretación, ó para establecer normas de diseño y conservación, es necesario recurrir a un índice que represente en forma sencilla y suficientemente precisa, el servicio prestado hasta la fecha en que se requiere una reconstrucción; dicho índice, es el Índice de comportamiento, el cual se define como el logaritmo -- del número de repeticiones de la carga estandar de 8.2 ton. por eje sencillo, que reduce el índice de servicio inicial hasta nivel de rechazo.

Con este criterio, consideraremos que un diseño estructural es inadecuado si el índice de comportamiento que presente es muy bajo -- (fig. 4.3.2), a pesar de que el acabado de este diseño sea muy uniforme.

Además, con este índice podemos estimar aproximadamente el tiempo necesario para que un pavimento llegue a nivel de rechazo, extrapolando la gráfica hasta el nivel de reconstrucción,

Existen métodos más precisos que transforman la gráfica de comportamiento en una línea recta, facilitando así la extrapolación y modo de aplicación (fig. 4.3.3.)

En base al nomograma anterior (fig. 4.3.3), podemos estimar la fecha en que el pavimento llegará a su nivel de rechazo, así esta determinación, sólo tiene un carácter cualitativo para establecer órdenes de prioridad para su reconstrucción.

Para los fines de los estudios que realiza el I.I., el criterio empleado para definir la falla funcional del pavimento en los tramos de prueba y en la red de carreteras, es el concepto AASHTO; encontrando que la variación de la pendiente longitudinal del camino es un factor muy significativo.

En la pista circular de prueba del I.I., debido a la uniformidad de la construcción y al tránsito canalizado, se encontró que el factor más importante para medir el daño, era la deformación permanente en la superficie; por tanto para definir la falla, se utilizó el criterio inglés que establece una deformación máxima tolerable, considerando que el nivel de rechazo corresponde a una deformación permanente de 2.5 cm. Se considera que el pavimento ha fallado cuando se obtuvieron las deformaciones iguales o mayores de 2.5 cms. en un 20% de la long. del tramo en estudio.

Por lo anterior, se determinó una fórmula con carácter preliminar, en la cual, se hace una transformación de deformaciones permanentes a calificaciones de índice de servicio.

Dicha fórmula es la sig.

$$P=5.0 - 4.5 \log. \left(1 + \Delta_{20\%}\right)$$

Donde:

P = índice de servicio actual
 $\Delta 20\%$ = deformación permanente mínima en 20%
de la superficie pavimentada.

La correlación de los datos en los tramos de prueba y pista circular por medio de la fórmula anterior, es muy satisfactoria, mostrando -- que se puede pasar de deformaciones permanentes mínimas en 20% de la long. de la sección, a calificaciones ó índice de servicio basados - en valores medios de las estimaciones de variancia de la pendiente, - deformaciones permanentes, agrietamientos y textura.

4.4.- Graficas de diseño y explicación de las mismas

Para lograr el diseño ó revisión de una sección estructural de carretera empleando el método propuesto, es necesario contar con las si-- guientes gráficas, de las cuales haciendo una buena interpretación -- obtendremos resultados óptimos.

FIG. 4.4.1- Con ésta gráfica, podemos obtener coeficientes de daño debido al tránsito, con relación al eje sencillo equivalente a 8.2 ton. presión de inflado ($p=5.8$ kg/cm².), radio del área cargada ($a=15$ cms) Para el diseño de éste diagrama, se toman en consideración los concep-- tos de capacidad de carga en suelos cohesivos y la teoría de distribu-- ción de esfuerzos verticales de Boussinesq; deducida para una placa - estática circular flexible, apoyada uniformemente en la superficie de un medio elástico, homogéneo e isótropo.

Dicho diagrama se obtuvo por correlación de datos obtenidos en los -- tramos experimentales y la pista circular de prueba.

La manera de utilizar éstas curvas, para sacar los coeficientes de -- daño es la siguiente:

De acuerdo con el tipo de vehículo, se determina el peso del eje sencillo ó tandem, ya sea cargado ó vacío; el radio del área cargada se obtiene con las expresiones expuestas en la misma figura, obteniéndose con estos datos los esfuerzos verticales a diferentes profundidades. Graficando éstos valores, obtendremos la curva de influencia para el vehículo especificado.

La intersección de la curva de influencia con las diferentes curvas del diagrama nos dará los coeficientes de daño a la profundidad deseada. Sin embargo, en la experimentación obtenida, determina que a una profundidad $z=15$ cm. es el valor más adecuado para diseño.

FIG. 4.4.2.- En esta figura, se muestra una tabla resumiendo los coeficientes de daño para los diferentes tipos de vehículos (cargados y vacíos) para cuatro diferentes profundidades así como las diferentes características de los vehículos típicos.

En caso de que exista un vehículo diferente a los registrados en la tabla, se trazará su curva de influencia de acuerdo a sus características para obtener sus coeficientes de daño.

FIG. 4.4.3.- Esta gráfica sirve para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito interviniendo los siguientes factores:

- a).- Tasa de crecimiento anual de tránsito (%)
- b).- Vida de proyecto (años)

Estas curvas se obtienen graficando los valores de vida de proyecto contra el coeficiente de acumulación del tránsito, de acuerdo a:

$$C = 365 \sum_{j=1}^n (1 + r)^{j-1}$$

Donde: C = coeficiente de acumulación del tránsito.

r = % del crecimiento anual

j = número de años considerados para vida de proyecto

FIGURA 4.4.4 Esta tabla se llenará de acuerdo a la explicación que se da en el siguiente sub-tema.

FIGURA 4.4.5 Esta gráfica se utiliza para obtener los espesores en el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible, utilizándose en aquellos casos, en que las carreteras sean de gran importancia y al considerarse en las mismas, que su nivel de rechazo se alcance al tenerse un índice de servicio actual de 2.5 en condiciones normales. Su manejo se dará en el sub-tema siguiente.

FIGURA 4.4.6 Esta gráfica es una simplificación de la figura 4.4.5 y se usa en forma rutinaria. El manejo de ésta es similar al de la anterior.

Dichas gráficas, se obtuvieron de la correlación de datos que se encontraron en los tramos experimentales y en la pista circular de prueba. Estos resultados, se pueden ver más objetivamente en la Fig. 4.4.7; -- pudiéndose además obtener de ésta misma figura, curvas de diseño con mayor ó menor nivel de confianza.

FIGURA 4.4.8.- Esta gráfica de diseño se utiliza para caminos secundarios en condiciones favorables; para esta gráfica se toman las mismas consideraciones que se hicieron para la fig. 4.4.5, exceptuando el nivel de rechazo, que en éste caso se tiene un nivel menor que varía de 2 a 2.5

FIGURA 4.4.9.- Estas curvas, son una simplificación de la fig. 4.4.7, - siendo su uso igual al de la fig. 4.4.6

4.5.- Metodología del diseño propuesto.

En este método se cree que es necesario hacer un cambio en el concepto que se maneja actualmente, que es la dualidad terracería pavimento y - cambiándolo por otro que se ve más adecuado, siendo éste el de sección

estructura de la carretera.

Ahora bien, para el diseño de la sección estructural de la carretera se parte de la hipótesis de la resistencia relativa, es decir, cada capa debe cumplir una función específica que es la de resistir lo -- necesario hasta llegar a la falla funcional.

La vida de servicio de la carretera estará determinado por la capa de resistencia relativa crítica, esto será siempre y cuando la resistencia relativa no sea uniforme en las diferentes capas de la estructura.

Para determinar los esfuerzos a que están sometidas las capas de la sección estructural, en este método se utiliza la teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq deducida para una carga estática, -- circular, flexible, apoyada uniformemente en la superficie de un medio elástico, homogéneo e isótropo; para su aplicación en el caso particular de una estructura de capas múltiples y resistencia relativa-uniforme, sujeta a cargas repetidas de un eje sencillo equivalente, -- cuyo peso estático es de 8.2 ton. teniendo un coeficiente de impacto constante.

Para fines de diseño o evaluación de una sección estructural de carretera con pavimento flexible, se deberá seguir la secuencia siguiente:

- 1).- Estimación del volumen de tránsito para poder evaluarlo, es necesario contar con:
 - a).- Tránsito diario promedio anual
 - b).- Clasificación por tipo de vehículo
 - c).- Porcentaje de vehículos cargados o vacíos
 - d).- Tasa de crecimiento anual y periodo de diseño.

2).- Se determinará el coeficiente de distribución para el -- carril de proyecto en %, el cual el Instituto de ingeniería recomienda de acuerdo al número de carriles, como se muestra en la siguiente tabla:

No. de Carriles en ambas direcciones.	Coefficiente de distribución %
2	50
4	40 - 50
6 ó más	30 - 50

3).- En base a los dos incisos anteriores, se formará la siguiente tabla propuesta para determinar el número de ejes acumulados (equivalentes a un peso de 8.2 ton. por eje, presión de inflado de 5.8 kg/cm². y radio del área cargada igual a 15CM²). Ver fig. 4.4.4.

En la columna 1 se tiene la clasificación por tipo de vehículo.

En la columna 2 se tiene el tránsito promedio anual.

En la columna 3, tiene el coeficiente de distribución de tránsito para el carril de proyecto.

En la columna 4, muestra el número de vehículos en el carril de proyecto; éstos valores se obtienen multiplicando los valores de las columnas 2 y 3.

En la columna 5 se muestran los porcentajes de los vehículos cargados (c) y vacíos (v), obtenidos en el aforo.

En la columna 6 se obtiene el número de vehículos cargados ó vacíos por carril, multiplicando los valores de la 4 por los de la 5.

En la columna 7 se tienen los coeficientes de daño por tránsito para una profundidad Z=0 y Z=15 cm, el cual se obtiene tipificando el daño de vehículos en la red nacional.

En la columna No. 8 se tiene el número de ejes equivalentes de 8.2 ton. para Z=0 y Z=15 cm. Éstos valores se obtienen multiplicando los de la columna 7 por los de la 6.

4).- Se obtiene el tránsito equivalente inicial, realizando la sumatoria de la columna 8 para las diferentes profundidades de Z=0 y Z=15 cm. (T₀ y T₀' respectivamente).

M-0028616

5).- Se obtendrá el coeficiente de acumulación del tránsito (c) de la fig. 4.4.3, entrando en el eje de las abscisas con el número de años de vida de proyecto, hasta cortar la curva correspondiente a la tasa de crecimiento anual; leyendo así en el eje de las ordenadas el valor de dicho coeficiente.

6).- Obtención del tránsito acumulado:

a) Para $Z=0$

$$L_n = C T_o.$$

b) Para $Z=15$

$$L_n = C T'o.$$

7).- Obtención del VRS.- En lugar de elegir el VRS de diseño como actualmente se determina, se obtendrá un VRS crítico para cada capa de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$VRS_Z = VRS (1 - C V)$$

Donde:

VRS_Z = VRS crítico esperado en el campo, en la capa colocada a la profundidad Z.

VRS = VRS promedio a la misma profundidad Z.

C = Factor que depende del nivel de confianza establecido.

V = Coeficiente de variación que varía de acuerdo a los procedimientos utilizados en la construcción, así como el control de la calidad de la obra.

Se recomiendan los siguientes valores:

Calidad de los procedimientos de construcción	Valor V
Muy buena	0.3
Buena	0.4
Regular	0.5

8).- De acuerdo a la importancia ó condiciones a la que va a estar expuesta la carretera (nivel de rechazo), se usará la figura 4.4.5 ó 4.4.9

Una vez que se halla determinado la gráfica correspondiente, con el número de ejes de tránsito acumulado para $Z=0$ y $Z=15$, se trazará la curva de igual resistencia relativa de la siguiente manera:

a).- Se le tomará el logaritmo decimal al tránsito acumulado para $Z=15$ y con este valor se determinará la curva de igual resistencia relativa, desde la escala inferior del eje de las abscisas hasta -- una profundidad de 15 cm.

b).- Se obtendrá el logaritmo decimal al tránsito acumulado para $Z = 0$, localizando con este valor otra curva de igual resistencia-relativa, pero trazada de una profundidad igual a cero hasta una de 15 cm. uniéndose así estas dos curvas a la profundidad de $Z=15$ cm.

9).- Ahora bien, con los valores críticos de VRS para cada capa -- y la curva de igual resistencia relativa, se determinarán los espesores necesarios de la siguiente manera:

En la parte superior del eje de las abscisas, se localizará el VRS crítico de la capa inferior (terracería); a partir de este punto, se trazará una vertical hasta cortar la curva de igual resistencia relativa (punto crítico), proyectándose esta intersección al eje - de las ordenadas se obtendrá un espesor total.

Con el VRS crítico de la capa subsecuente (subrasante) localizado en el eje superior de las abscisas, se trazará una vertical hasta cortar a la curva de igual resistencia relativa, proyectandose -- esta intersección al eje de las ordenadas se obtendrá un espesor parcial.

La diferencia de estos espesores, dará el espesor de la capa subrasante.

Análogamente, se obtendrá el espesor de la sub-base. El espesor de la base hidráulica, se obtendrá haciendo la diferencia de espesor total menos el espesor de la subrasante y sub-base.

De acuerdo al tránsito acumulado, se tendrá un espesor mínimo -- recomendable de concreto asfáltico.

Considerando la ecuación estructural de espesores, así como los coeficientes de equivalencia de espesores, se obtendrá el espesor de la base hidráulica real.

$$a_1 D_1 - a_2 D_2 = \text{Espesor total de la base hidráulica.}$$

$$a_1 \text{ y } a_2 = \text{coeficientes de equivalencia de espesores.}$$

$$D_1 \text{ y } D_2 = \text{espesores de carpeta y base respectivamente.}$$

10).- En caso de que se trate de una revisión, los espesores obtenidos se compararán con los espesores actuales. Dependiendo de la diferencia que halla entre éstos espesores, se tomarán las medidas pertinentes para la reconstrucción parcial ó total, de acuerdo al criterio del proyectista.

NOTA.- Si se llegará a tener un arreglo de ejes diferentes a los especificados en la tabla de la figura 4.4.2, con la ayuda de la fig. 4.4.1, se podrá obtener el coeficiente de daño.

CAPITULO V

EJEMPLOS DE APLICACION

En capitulos anteriores, se ha mencionado que, si en el método propuesto por el Instituto de Ingeniería, se incluye el proceso para la obtención del VRS, como lo propone el Cuerpo de Ingenieros de los E.E.U.U., estamos en condiciones de obtener resultados más confiables; por tanto, a manera de ilustración de éstos procesos para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible, a continuación se indican los pasos que se siguen en cada uno de éstos métodos.

1.- Ejemplo de revisión por el método propuesto por el Instituto de Ingeniería (U.N.A.M.)

Se tiene una carretera de cuatro carriles, cuya composición del tránsito se indica en las 2 primeras columnas de la tabla N° 1; en la columna 1 se tiene el tipo de vehículos, en la columna 2, el tránsito diario promedio anual (T.D.P.A.).

El periodo de diseño ó años de servicios es de 10 años, la tasa de crecimiento es del 25%.

Las demás columnas de dicha tabla se llenan de la siguiente forma:

En la columna 3, se tienen los coeficientes de distribución de tránsito para el carril de proyecto, cuyos valores se toman de acuerdo a la siguiente tabla conforme a las recomendaciones del

I.I.

N° de carriles en ambas direcciones.	Coefficientes de distribución para el carril de proyecto (%)
2	50
4	40 - 50
6 ó más	30 - 40

Para nuestro ejemplo se utilizará un coeficiente de distribución

del 45%, los valores de la columna 4, se obtienen multiplicando, los valores de la columna 2 por los valores de la columna 3.

En la columna 5, aparecen los coeficientes de vehículos cargados ó vacíos, dichos valores son datos proporcionados por planificación, - obtenidos por medio de aforos ó datos estadísticos. En la columna 6 se coloca el resultado de multiplicar los valores de la columna 4, - por los valores de la columna 5.

En la columna N^o 7, se tienen los coeficientes de daño por tránsito- (dato), dichos coeficientes se han obtenido a partir de la fig.4.4.2 en caso que se tengan vehículos diferentes, por medio de la fig. -- 4.4.1, se pueden obtener los coeficientes correspondientes.

El N^o de Ejes equivalentes de la columna 8, (T_o. T' _o.) para cada -- renglón, se obtiene multiplicando el N^o de vehículos cargados ó va-- cíos por carril de la columna 6 por el coeficiente de daño por el -- tránsito correspondiente de la columna 7. Como los coeficientes de daño por tránsito F_i, F' _i, son daños a profundidades Z=0 y Z=15 -- también el N^o de ejes equivalentes, será a la profundidad Z=0 y Z=15 (T_o y T' _o respectivamente).

La suma de los valores de la columna 8, representa el tránsito equi- valente en ejes de 8.2 ton. referidos al carril de diseño y a un día medio del año.

Para determinar el tránsito acumulado en el periodo de diseño, ha de obtenerse el coeficiente de acumulación de tránsito (C) de la fig. - 4.4.3; utilizando la curva que corresponde a la tasa de crecimiento- anual y a la vida de proyecto en años

Para éste ejemplo el coeficiente de tránsito resultó ser:

$$C=13000$$

Ahora bien, el tránsito acumulado en el periodo de diseño ($\Sigma L_n, \Sigma L'_n$), será igual al tránsito equivalente inicial (T_o, T'_o) por el coeficiente de acumulación de tránsito (C); $\Sigma L_n = C T_o$, $\Sigma L'_n = C T'_o$. a la profundidad $Z=0$ y $Z=15$ respectivamente.

Para nuestro caso sera:

$$\begin{aligned} C T_o &= 220.97 \times 13000 = 2'872,610.00 \\ C T'_o &= 83.65 \times 13000 = 1'087,450.00 \end{aligned}$$

De acuerdo con las condiciones de esta carretera se estima conveniente revisar su pavimento aplicando la gráfica de diseño para condiciones normales, por lo que con los datos de tránsito acumulado para una profundidad de $Z = 0$ y $Z = 15$ se dibuja la curva de igual resistencia relativa, como se muestra en la figura 5.1.1. con línea discontinua.

Por otra parte, con los datos de valor relativo de soporte crítico, determinados para cada uno de los materiales que constituyen las diferentes capas del pavimento, se procede a seleccionar los nuevos espesores que integran el camino, cuidando que se respeten los espesores mínimos recomendados para sub-base, base hidráulica y carpeta; en nuestro ejemplo tenemos que de acuerdo con pruebas de VRS determinadas en el lugar, se obtuvieron los siguientes valores de resistencia críticos:

VRS crítico en la capa inferior a la subrasante	2.7%
VRS crítico en la capa subrasante	6.0%
VRS crítico en la capa de sub-base	20.0%
VRS crítico en la capa de base hidráulica	80.0%

Con los datos de resistencia de los materiales y utilizando la gráfica de la fig. N° 5.1.1., para un tránsito acumulado de 1087450 ejes-

de 8.2 tn. se tiene que los espesores que corresponden a un perfil de resistencia relativa uniforme son:

Espesor sobre el cuerpo del terraplen = 74 cm. que se obtiene al determinar el punto crítico sobre la curva de igual resistencia, que corresponde al cruce de dicha curva con la línea de $VRS = 2.7$, proyectando así el punto obtenido al eje de las ordenadas (z) se obtienen los mencionados 74 cm.

Espesor de la capa subrasante = 25 cm. que es la distancia vertical entre los puntos críticos correspondientes a los valores de $VRS = 2.7$ y 6.0 , proyectada sobre el eje de las ordenadas (z).

Espesor de la capa sub-base = 27 cm. que se determina de igual forma que la capa subrasante.

Espesor de la capa de base hidráulica = 22 cm. que es la diferencia de 74 cm. que requiere el cuerpo del terraplen menos el espesor de la subrasante más sub-base (52 cm.)

De acuerdo al tránsito de esta carretera, el espesor de carpeta de concreto asfáltico que se requiere es de 5 cm., con esta consideración el espesor de la base hidráulica, deduciéndole el espesor de la carpeta sería el siguiente:

$$a_1 D_1 + a_2 D_2 = 22 \text{ cm.}$$

En donde:

a_1 y a_2 representan los coeficientes de equivalencia de espesores, para la carpeta asfáltica y base hidráulica respectivamente, considerándose que 1 cm. de concreto asfáltico es igual a 2 cm. de base hidráulica.

$$2D_1 + 1 D_2 = 22 \text{ cm.}$$

Si $D_1 = 5$ cm, se tiene:

$$D_2 = 22 - 10 = 12 \text{ cm.}$$

Los espesores existentes en esta carretera son los siguientes:

Capa subrasante	30 cm.
Capa sub-base	25 cm.
Capa de base hidráulica	10 cm.
Carpeta de un riego	

De acuerdo con lo anterior, se requiere aplicar un refuerzo de 2 cm. - a la capa de base y a la sub-base, lo cual se podría hacer escarifican do y recargando el material para dar el espesor necesario y construir la carpeta asfáltica con espesor de 5 cm.

2.- Ejemplo de diseño:

Se considera ahora el proyecto de la sección estructural de una carretera con 6 carriles, la composición de tránsito se muestra en la tabla No. 2

De acuerdo con las recomendaciones mencionadas anteriormente, se tomará ahora un coeficiente de distribución de 35%. La obtención del trán sito equivalente inicial es enteramente similar al ejemplo anterior.

Teniendose $T_0 = 2419.48$; $T_0' = 926.88$

Los valores del VRS críticos obtenidos en los diferentes materiales - que comprenderán la sección estructural del pavimento son:

Terreno natural	5.3%
Capa subrasante	13.0%
Sub-Base	25.0%
Base	80.0%

Se tendrá para nuestro proyecto una tasa de crecimiento anual del -- 15%, con una vida útil de 10 años. Por lo cual se tendrá un coefi-- ciente de acumulación de $C = 7500$.

El espesor total del material que deberá colocarse sobre el terreno - natural, se determina dibujando una línea vertical partiendo del pun- to cuyo VRS es de 5.3%, hasta interceptar la curva de igual resisten- cia relativa en un punto, denominado punto crítico, que proyectado en el eje de las ordenadas proporciona un espesor total de 63 cm. El es- pesor de la capa subrasante es igual a la distancia vertical compren- dida entre los puntos críticos correspondientes a los valores de VRS, de 5.3% y 13%, determinada de la misma forma que la del ejemplo ante- rior, con lo que se obtienen 25 cm. de espesor.

En forma similar se obtiene un espesor de 14 cm. para la capa de sub- base.

La diferencia entre el espesor total y la suma de espesores de la ca- pa subrasante y la sub-base, es igual al espesor disponible para alo- jar a la base hidráulica y a la carpeta asfáltica, es decir:

$$63 - 25 - 14 = 24 \text{ cm.}$$

De acuerdo con los datos de tránsito el espesor mínimo recomendable - para la carpeta asfáltica es de 7 cm.

Considerando la ecuación estructural de espesores tendremos:

$$2D_1 + D_2 = 24 \text{ cm.}$$

Si

$$D_1 = 7 \text{ cm. se tiene:}$$

$$D_2 = 24 - 14 = 10 \text{ cm.}$$

La estructuración de la carretera quedará finalmente de la siguiente manera:

Capa subrasante	25 cm.
Capa de sub-base	14 cm.
Base hidráulica	10 cm.
Carpeta asfáltica	7 cm.

EJEMPLO DE APLICACION UTILIZANDO EL METODO DEL CUERPO DE INGENIEROS.

3.- Se requiere diseñar la estructura de un pavimento cuyos resultados de VRS obtenidos en el laboratorio fueron los siguientes:

VRS en terracería	5%
VRS en subrasante	8%
VRS en sub-base	20%
VRS en base	80%

El cual estará sujeta a las siguientes cargas:

<u>Carga por rueda (1b)</u>	<u>No. de vehículos</u>
4,000	380
5,000	275
6,000	220
9,000	115
12,000	85

Se tendrá un vida útil de 10 años y una tasa de crecimiento anual del 25%

a).- Espesor de la subrasante

Entrando con el valor de VRS del 5% de la capa de la terracería en la fig. 5.3.1, se obtuvieron los siguientes espesores:

Para 4,000 lb	24.5 cm.
5,000	27.5
6,000	29.0
9,000	35.0
12,000	39.0

Los coeficientes de equivalencia para las diferentes cargas son los siguientes:

Para 4,000 lb	c.e. = $10^6 / 14 \times 10^6 = 0.07$
5,000	c.e. = $10^6 / 1,000,000 = 1.00$
6,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{410,000} = 2.44$
9,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{18,000} = 55.55$
12,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{4,1000} = 243.9$

Ahora se determinará la carga equivalente:

<u>Peso</u>	<u>No. de vehículos</u>	<u>Carga equivalente</u>
4,000 lb	380	27
5,000	275	275
6,000	220	537
9,000	115	6388
12,000	85	20732
		27,952

La carga equivalente se afectará por la tasa de crecimiento anual (25%).

$$27,952 \times 365 (1+0.25)^{10} = 95'017,999 \text{ repeticiones}$$

Con el valor anterior y la gráfica 5.3.2., se obtiene el espesor correspondiente:

$$e = 34 \text{ cm.}$$

b).- Espesor de sub-base

Con el VRS de 8% y la gráfica 5.3.1, se obtuvieron los siguientes espesores:

<u>Carga</u>	<u>Espesores</u>
4,000 lb	21 cm.
5,000	22.5
6,000	25
9,000	30
12,000	33.5

Los coeficientes para las diferentes cargas son los siguientes:

4,000 lb	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{5 \times 10^5} = 0.2$
5,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{1,000,000} = 1.0$
6,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{18,000} = 55.55$
9,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{12,000} = 83.33$
12,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{2,200} = 454.5$

Se determinará ahora la carga equivalente.

<u>Carga</u>	<u>No. de vehículos</u>	<u>Carga equivalente</u>
4,000 lb	380	76
5,000	275	275
6,000	220	12221
9,000	115	9583
12,000	85	3863
		26018

Afectando a la carga equivalente por la tasa de crecimiento se tiene:

$$26018 \times 365 (1+0.25)^{10} = 88'443,700 \text{ repeticiones}$$

Con éste valor y la gráfica 5.3.3 se obtiene el espesor correspondiente:

$$e = 27.5 \text{ cm.}$$

c).- Espesor de la base

Con el VRS de 20% y la gráfica 5.3.1 se obtuvieron los siguientes espesores:

<u>Carga</u>	<u>Espesores</u>
4,000 lb	13 cm.
5,000	14
6,000	15
9,000	17.5
12,000	19.5

Los coeficientes de equivalencia para las diferentes cargas son los siguientes:

Para 4,000 lb	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{3.3 \times 10^5} = 0.3$
5,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{1 \times 10^5} = 1.0$
6,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{330,000} = 3.0$
9,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{35,000} = 28.6$
12,000	c.e. = $\frac{1 \times 10^5}{8,500} = 117.64$

Ahora se determinará la carga equivalente.

<u>Carga</u>	<u>No. de vehículos</u>	<u>Carga equivalente</u>
4,000 lb	380	114
5,000	275	275
6,000	220	660
9,000	115	3289
12,000	85	10,000
		14,338

Afectando este valor de carga equivalente por la tasa de crecimiento se tiene:

$$14,000 \times 1.25 = 17923 \text{ repeticiones}$$

Con el valor anterior y la gráfica 5.3.4 se obtiene el siguiente espesor:

$$e = 11.0 \text{ cm.}$$

Por último, la carpeta tendrá un espesor de 7 cm.

La estructuración del pavimento diseñado por el método del cuerpo de Ingenieros es la siguiente:

Espesor de la subrasante	-----	34.0 cm.
" " Sub-Base	-----	27.5 cm.
" " la Base	-----	17.0 cm.
" " la carpeta	-----	7.0 cm.

VI.- CONCLUSIONES

Actualmente, resulta difícil encontrar métodos con adecuados fundamentos teóricos para el diseño estructural de pavimentos flexibles, esto se -- debe a que, en los estudios previos que se realizan para su aplicación -- se encuentran parámetros de difícil control.

Por lo anterior, se puede decir que todos los métodos con que se cuenta hoy en día son semi-empíricos y muchas veces sus resultados deben tomarse como índice de proyecto que deben ser adicionados con el "Buen Juicio" del proyectista.

Para los autores de este trabajo el método propuesto por el Instituto de Ingeniería presenta un procedimiento más racional con respecto a los métodos actuales en uso, los cuales quizá en su tiempo dieron resultados -- adecuados; pero como todo, al avance de la tecnología éstos se presentan inadecuados.

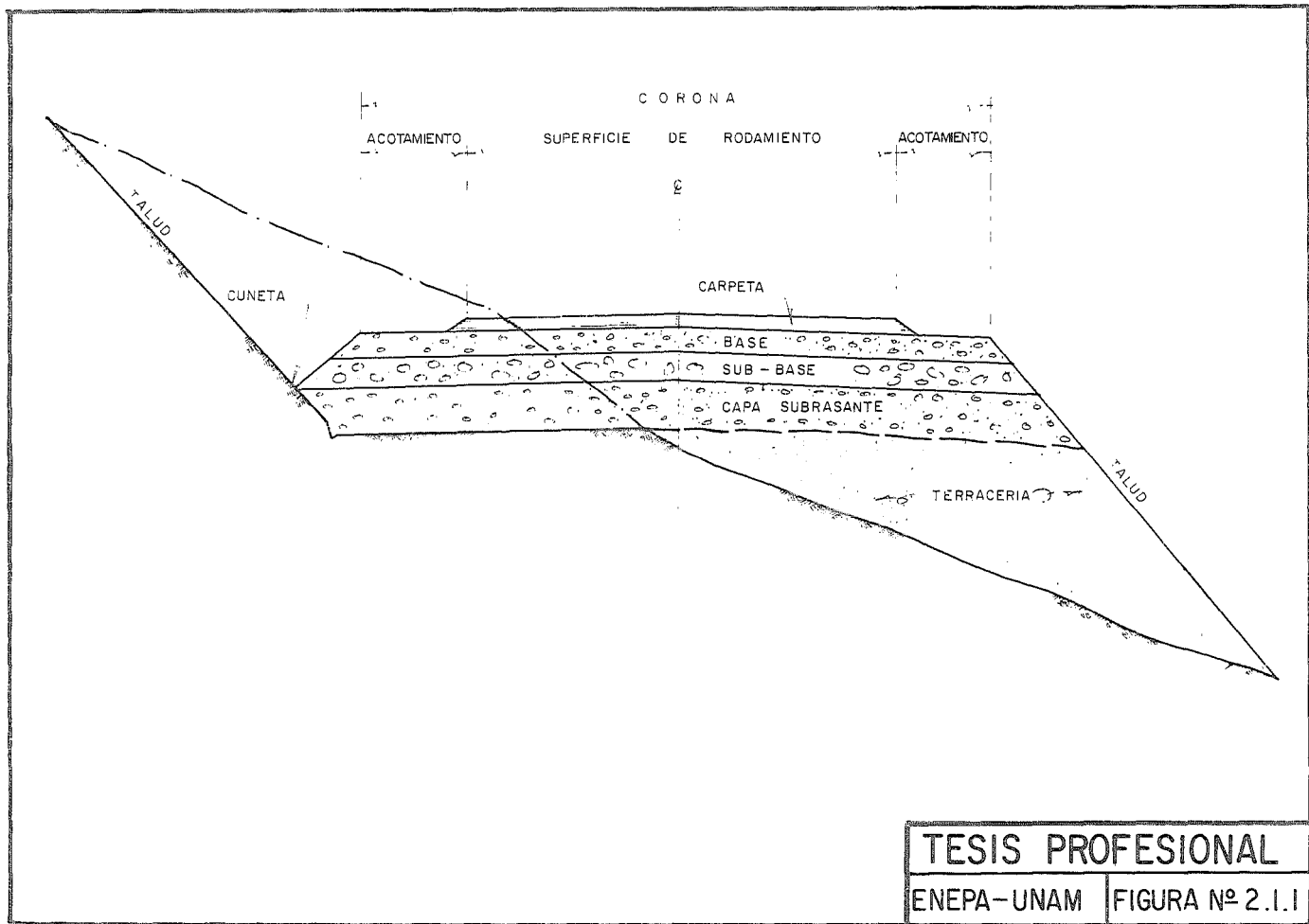
Entre la información más valiosa utilizada por el Instituto de Ingeniería, se encuentra una serie de factores que se utilizan en forma más racional, extraídos de una experimentación de aproximadamente 18 años, tales como:

- a).- Datos de comportamiento de pavimentos en modelos a escala natural (tramos de prueba en la red carretera nacional y pista circular).
- b).- Definición de un criterio de falla
- c).- Definición de un VRS crítico
- d).- Utilización de una carga estandar de tránsito
- e).- Concepto del pavimento como parte de la sección estructural de un camino.

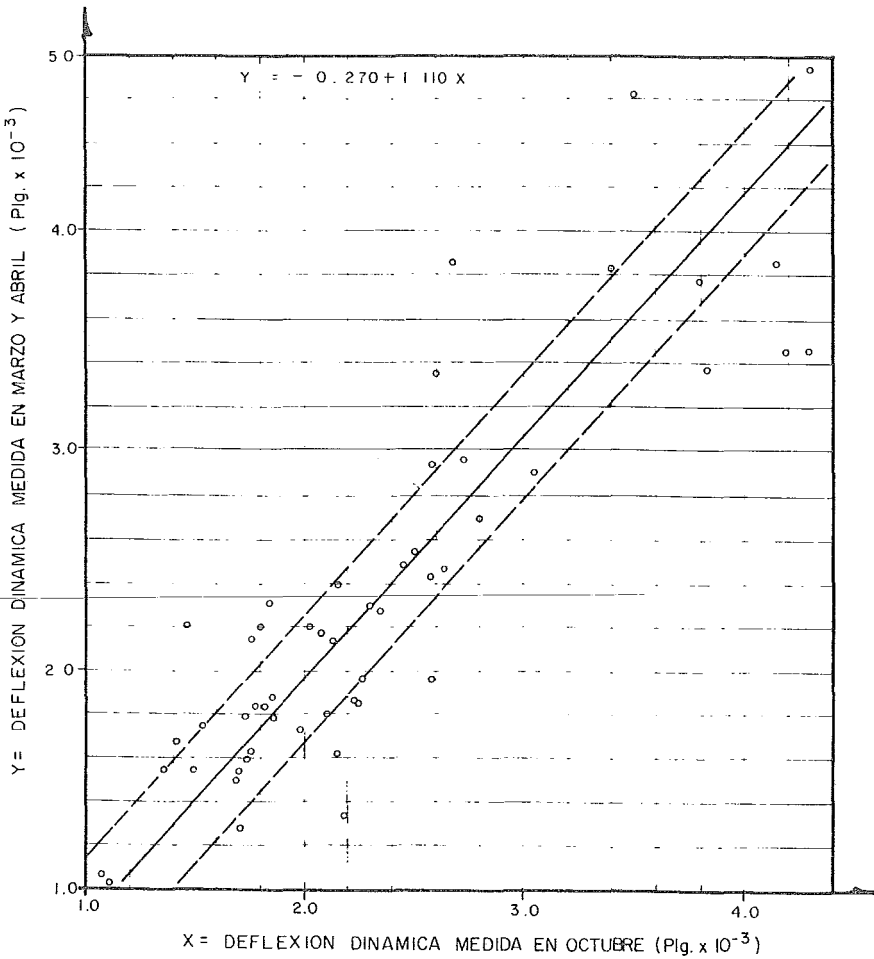
Es posible que a todo lo anterior se puedan agregar factores que -- ayuden a un mejor conocimiento de la estructura de un pavimento, como la clasificación del clima por zonas (Sistema Koppen-Geiger), lo cual nos permitiría conocer el comportamiento de los materiales bajo la influencia de los diferentes climas, analizando como se ha venido sosteniendo, si el factor climático tiene ó no importancia en el -- comportamiento de los pavimentos.

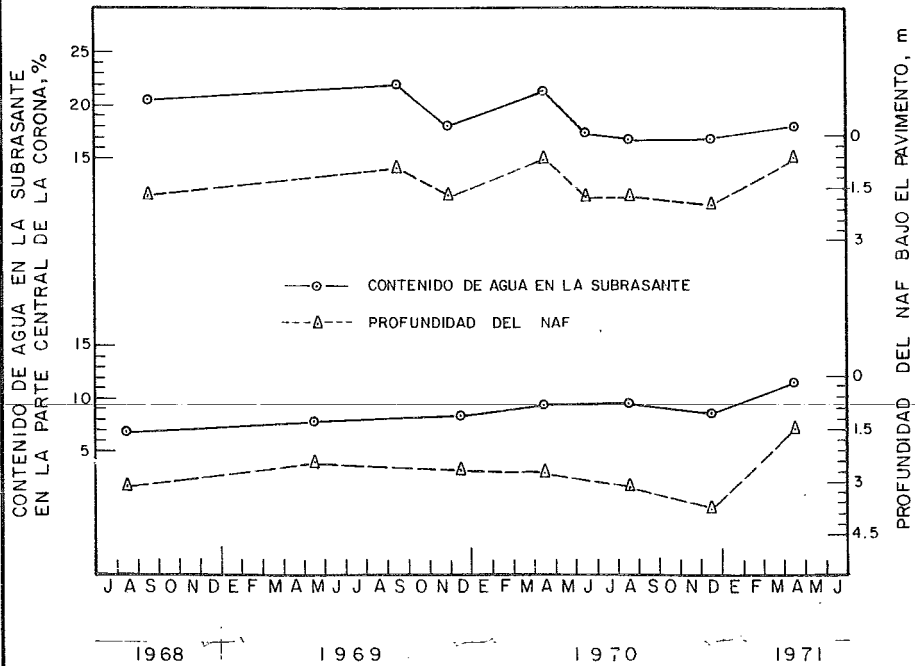
Ahora bien, los métodos tradicionales unicamente han dejado conocimientos en los que se refiere al comportamiento de los materiales, - fíncando su uso en la experiencia personal, y no institucional como debiera serlo.

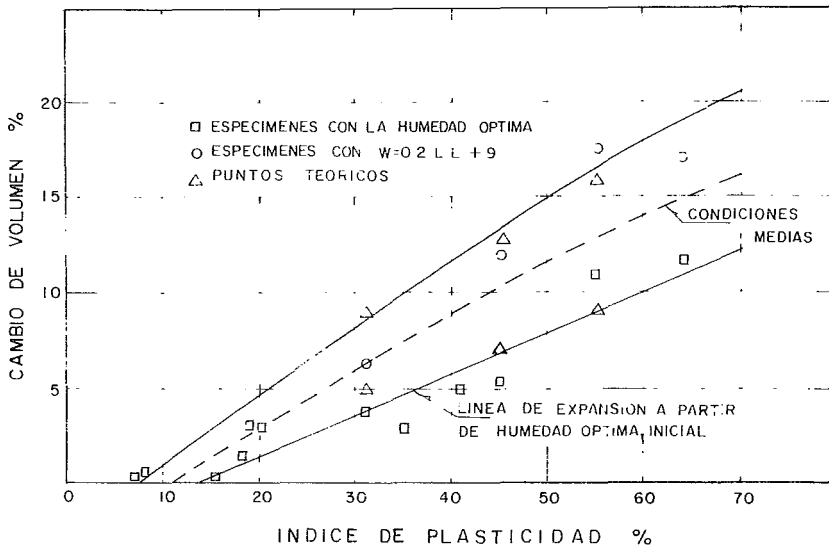
Con éste trabajo, se pretende establecer las bases para poder determinar en cada caso particular, las variables más significativas en la solución de los problemas a que se enfrenta el Ingeniero al diseñar un pavimento.

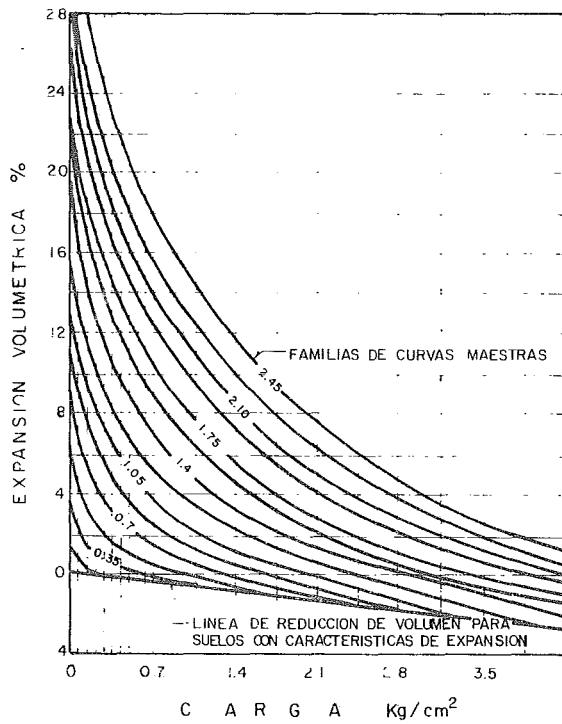


TESIS PROFESIONAL	
ENEPA-UNAM	FIGURA N° 2.1.1





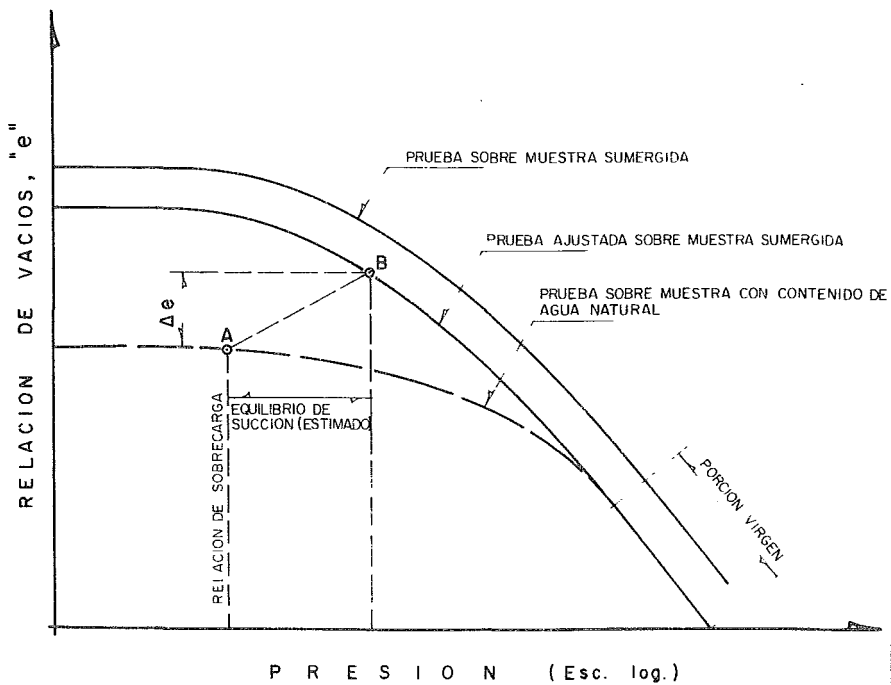


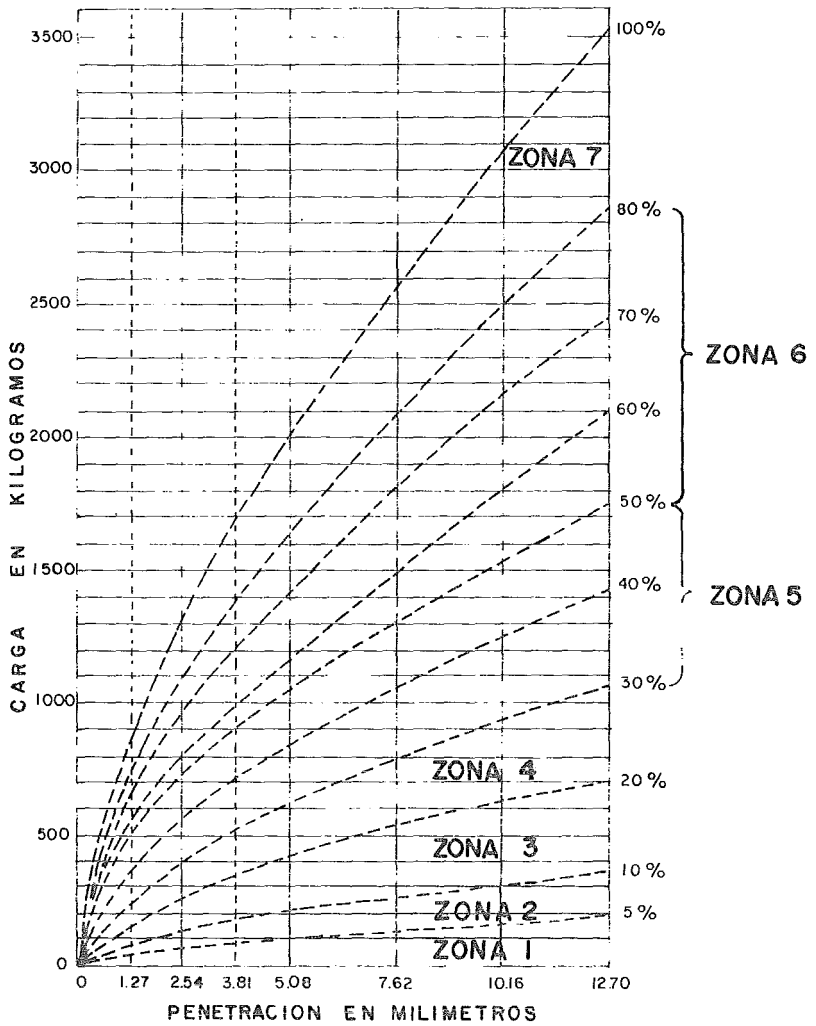


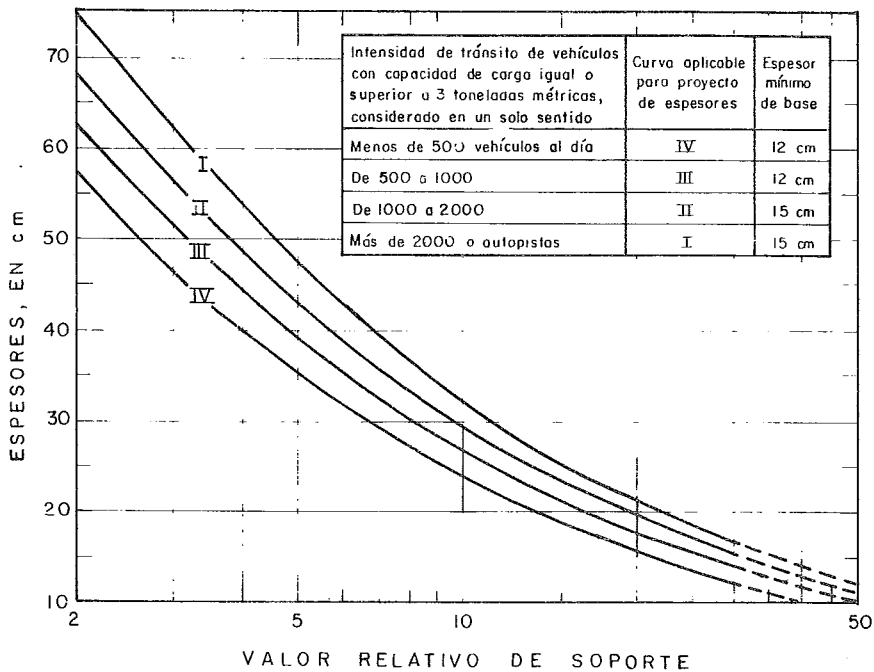
TESIS PROFESIONAL

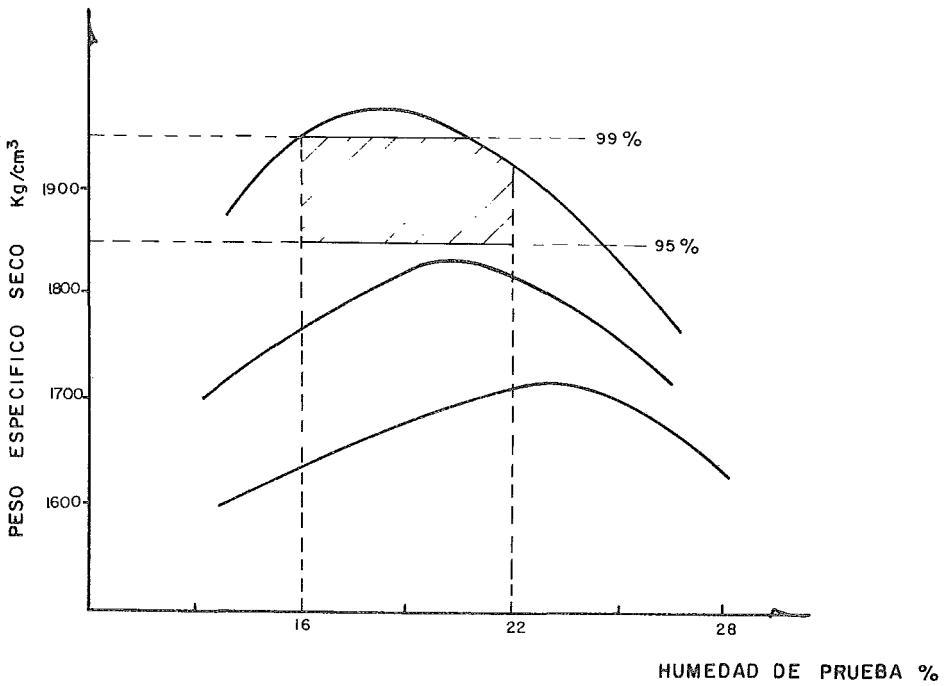
ENEPA-UNAM

FIGURA N° 2.3.2





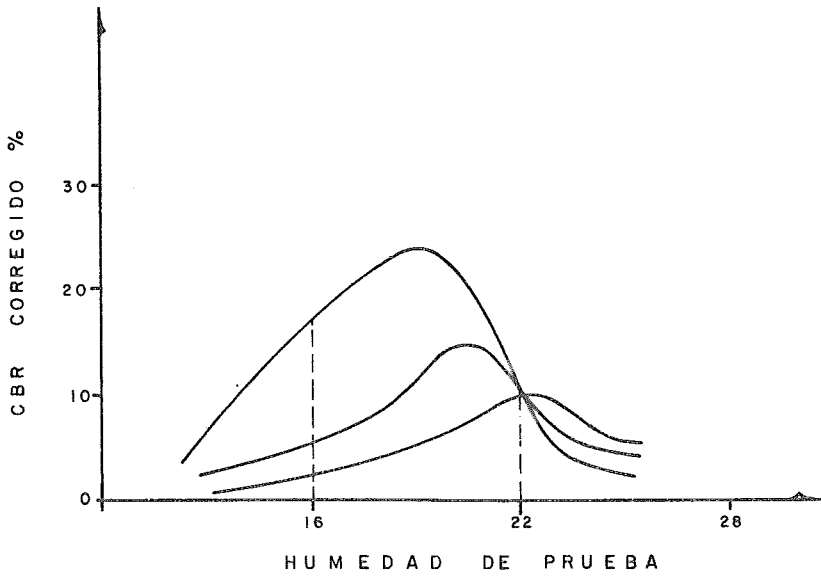




TESIS PROFESIONAL

ENEPA-UNAM

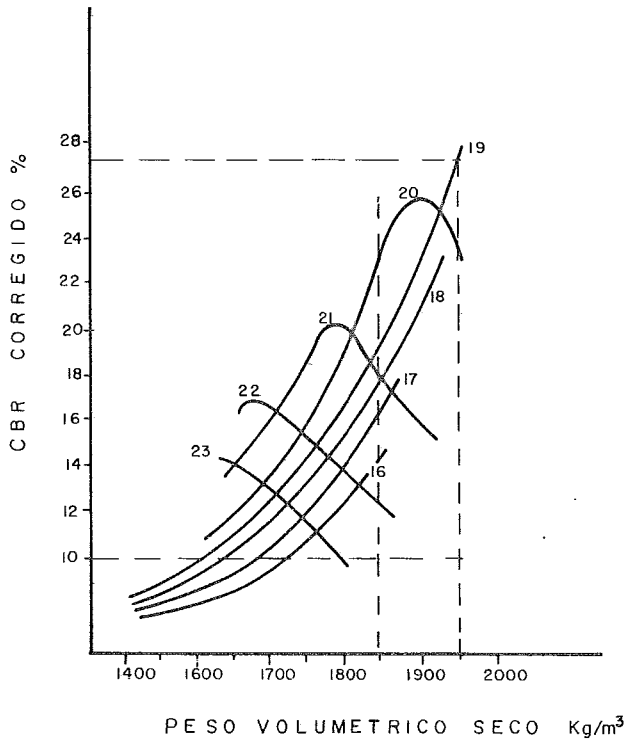
FIGURA Nº 3.3.2



TESIS PROFESIONAL

ENEPA-UNAM

FIGURA N° 3.3.3



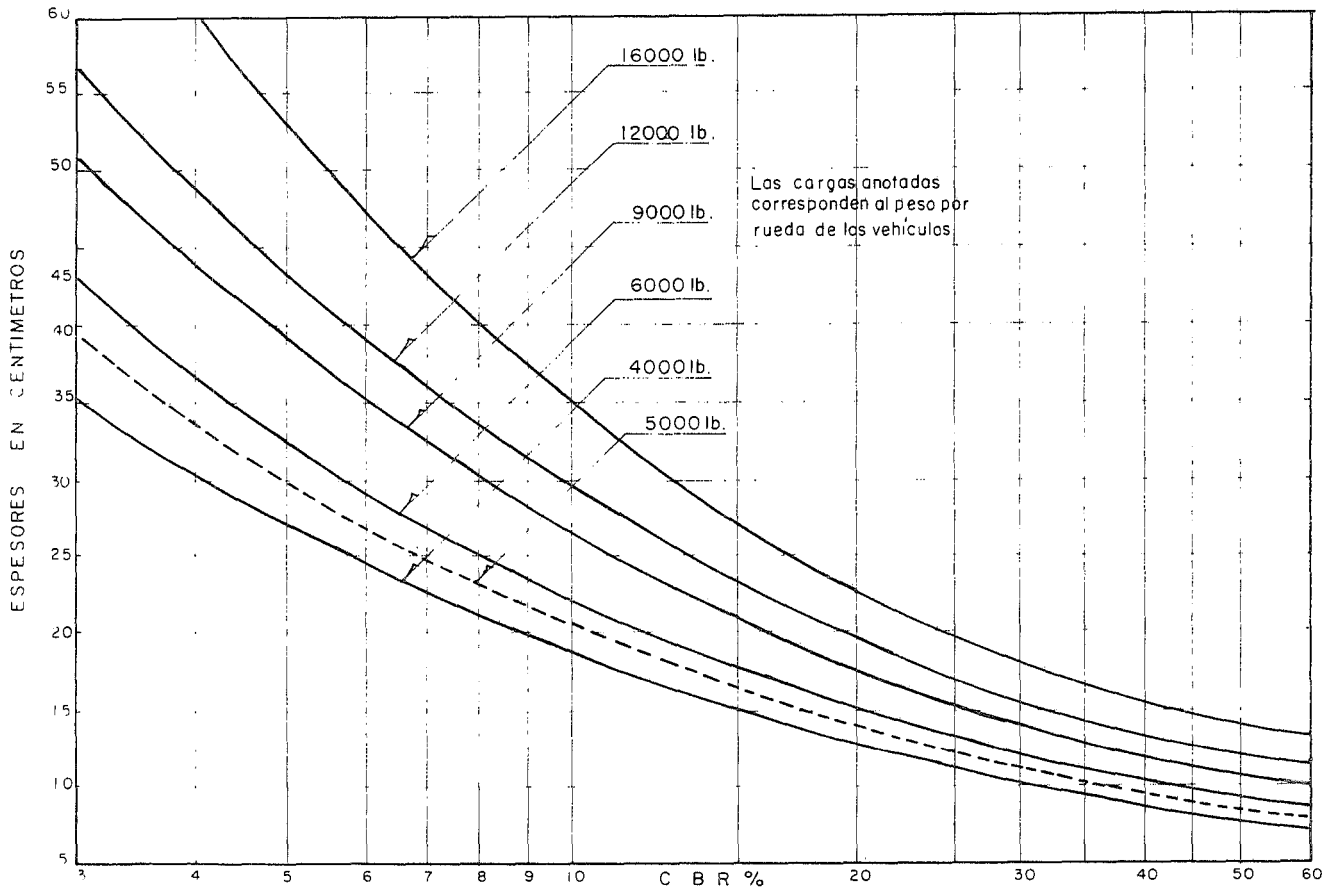
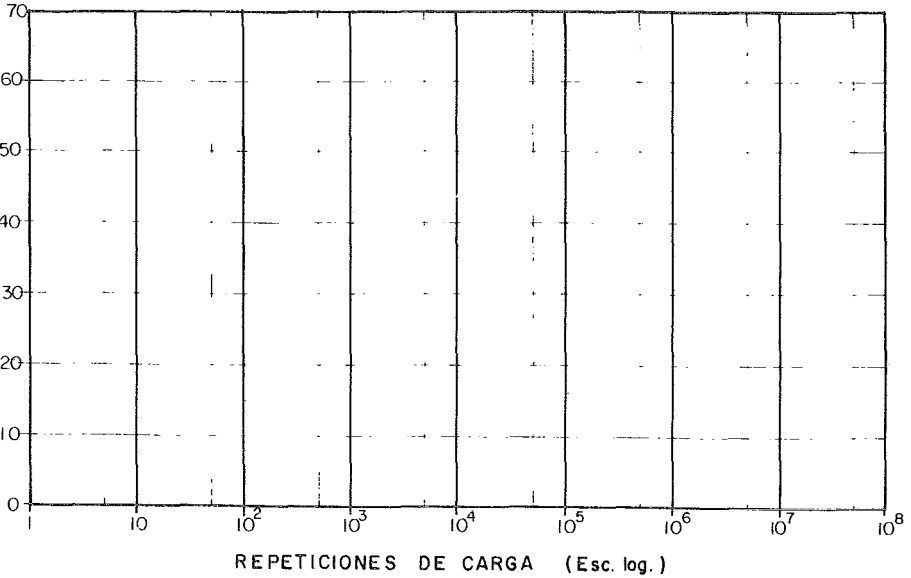


FIGURA N° 3.3.5

ESPEJOR TOTAL REQUERIDO DEL PAVIMENTO EN cm.



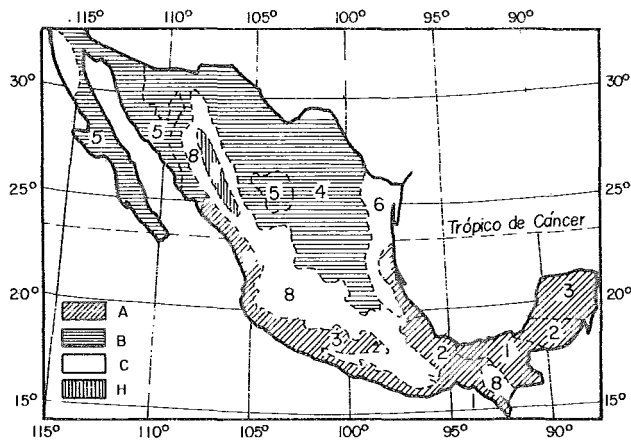
REPETICIONES DE CARGA (Esc. log.)

- 1- 7.25 TON. (16 000 lb)
- 2- 5.5 TON. (12 000 lb)
- 3- 4.0 TON. (9 000 lb)
- 4- 2.75 TON. (6 000 lb)
- 5- 2.27 TON. (5 000 lb)
- 6- 1.80 TON (4 000 lb)

TESIS PROFESIONAL

ENEPA-UNAM

FIGURA N° 3. 3. 6



CLIMAS			
A	TROPICAL	Afa	1 Ecuatorial, tipo amazónico caluroso regular
		Ama	2 Subecuatorial, tipo sudanés caluroso regular
		Awa	3 Tropical, tipo senegalés variaciones térmicas
B	SECO	BSK	4 Estepario, tipo senegalés o tipo sirio. Caluroso, o templado medio, oscilaciones térmicas sensibles
		BWh	5 Desértico, tipo sahariano extremo
C	SUB TROPICAL	Cfa	6 Subtropical mediterráneo con influencia de monzón, tipo chino, caluroso medio, oscilaciones térmicas notables
		Csb	7 Mediterráneo, tipo portugués templado medio, veranos secos y calientes
		Cwh	8 Subtropical de altura, tipo mexicano Templado regular
H	DE MONTAÑA	H	9 De montaña, extremo tipo alpino

PRIMERA LETRA

A,C,D; Suficiente calor y precipitación para el crecimiento de árboles grandes

A- Climas tropicales. Todas las temperaturas medias mensuales mayores de 18°C

B- Climas secos. Fronteras determinadas mediante las gráficas T-R

C- Climas templado-calurosos. Temperatura media del mes más frío entre 18 y -3°C

D- Climas de nieve. Temperatura media del mes más caluroso mayor de 10°C; del mes más frío menor de -3°C

E- Climas polares. Temperatura media del mes más caluroso menor de 10°C

SEGUNDA LETRA

S- Clima estepario*

W- Clima desértico*

f- Suficiente precipitación todos los meses

m- Clima de selva, a pesar de una estación seca

s- Tiempo seco en verano

w- Tiempo seco en invierno

*- Fronteras determinadas por gráficas T-R. Solo se usa en combinación con la primera letra B

TERCERA LETRA

a- Temperatura media del mes más caluroso, mayor de 22°C

b- Temperatura media del mes más caluroso, menor de 22°C (por lo menos cuatro meses tienen medias mayores de 10°C)

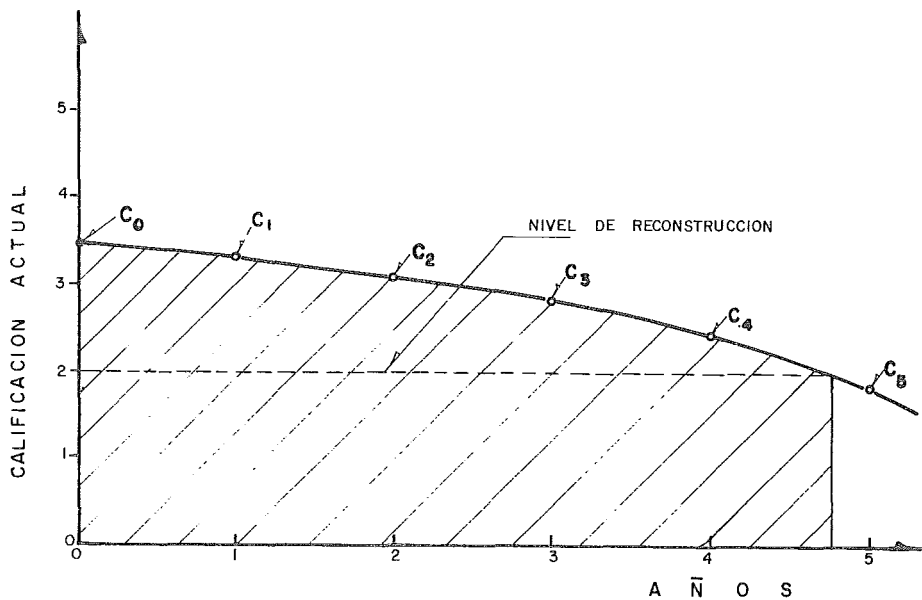
c- Menos de cuatro meses tienen medias mayores de 10°C

d- Igual que c, pero la media del mes más frío menor de 38°C

h- Seco y caliente. Temperatura media anual mayor de 18°C

k- Seco y frío. Temperatura media anual menor de 18°C

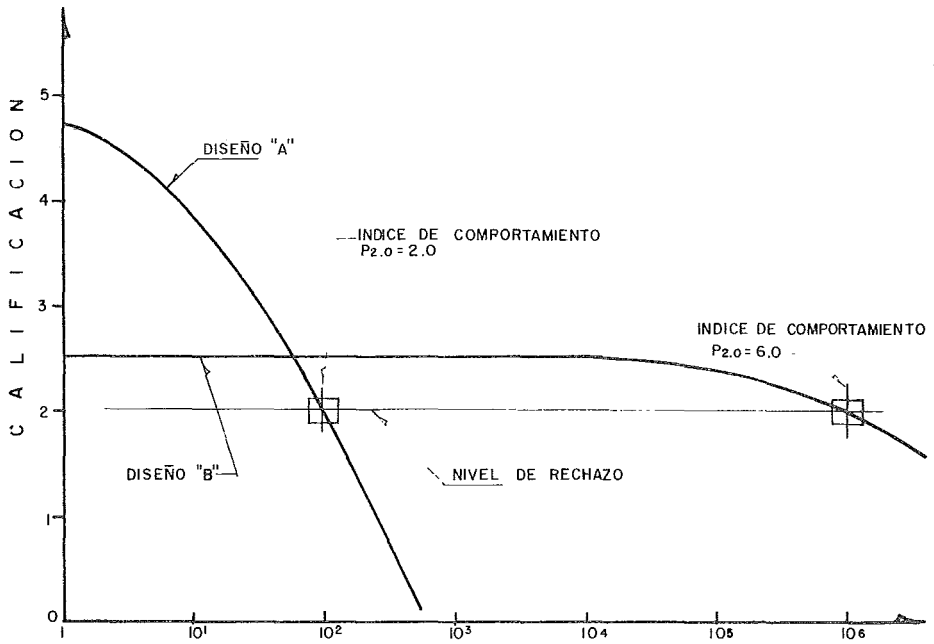
H- Clima de montaña. Extremo, tipo alpino



TESIS PROFESIONAL

ENEPA-UNAM

FIGURA Nº 4.3.1

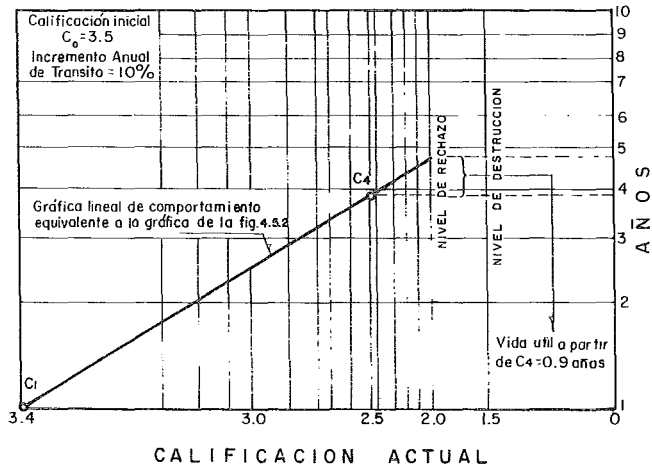


NUMERO DE APLICACIONES DE LA CARGA EQUIVALENTE DE 8.2 ton. (18 kip) POR EJE SENCILLO

TESIS PROFESIONAL

ENEP-UNAM

FIGURA N° 4.3.2



TESIS PROFESIONAL

ENEP - UNAM

FIGURA N° 4.3.3

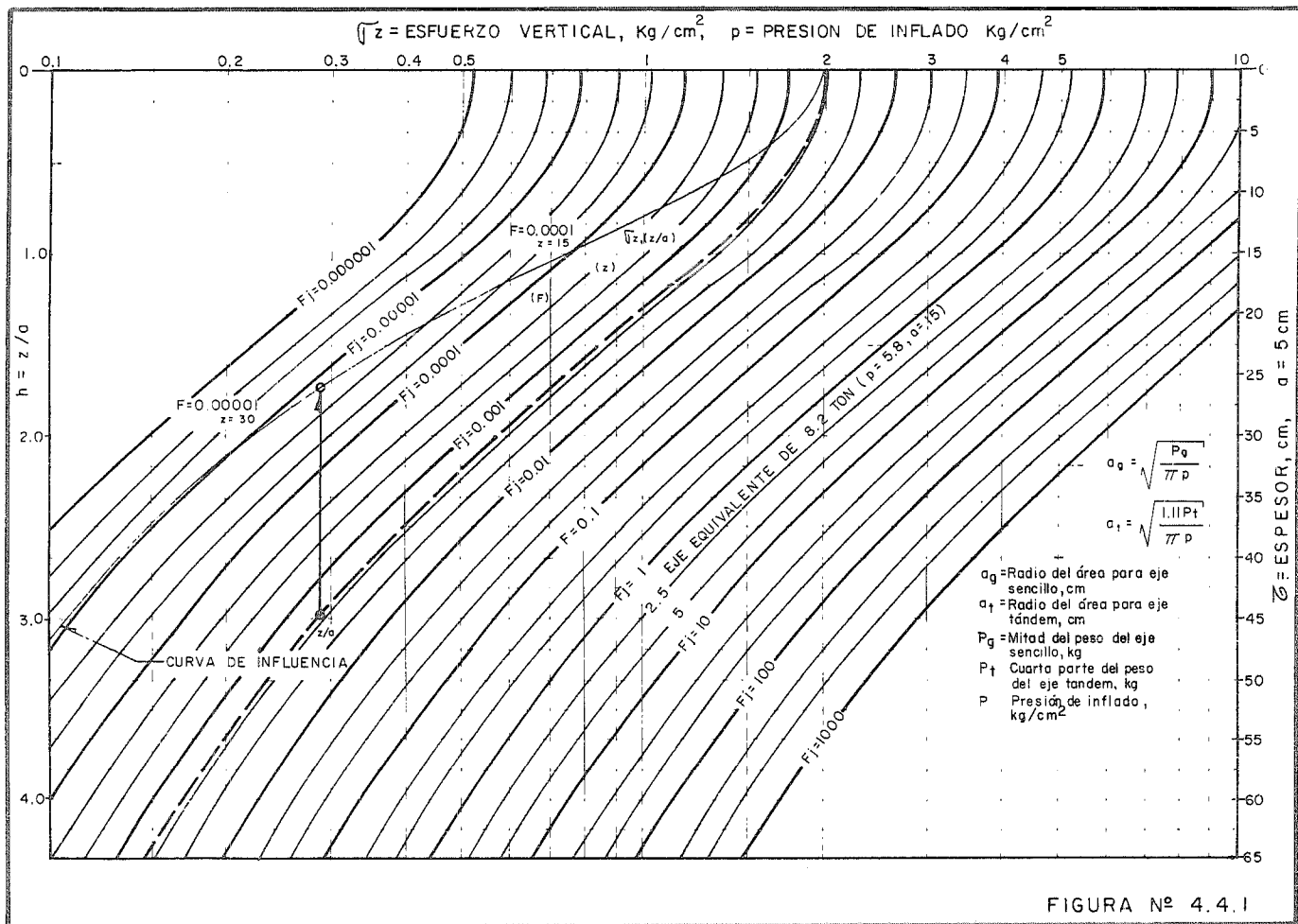


FIGURA Nº 4.4.1

NOTA:

Kv = Coeficiente de equivalencia para el vehículo vacío

Kc = Coeficiente de equivalencia para el vehículo cargado

Ap



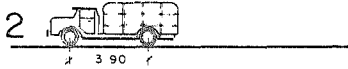
CARGA = 2.5 Ton

Fie	Características		
	Peso con Cargado	P ₁ Vacío	P ₂ kg/cm ²
1	1.0	0.8	2.0
2	1.0	0.8	2.0
3	2.0	1.6	

Coeficientes de daño			
Cargado F.			
z = 0	z = 15	z = 22.5	z = 30
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0046	0.000	0.000	0.000

Coeficientes de daño			
Vacío F.			
z = 0	z = 15	z = 22.5	z = 30
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0046	0.000	0.000	0.000

Ac

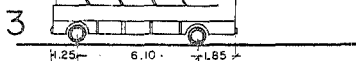


1	1.6	1.2	4.2
2	3.3	1.2	4.2
3	4.9	2.4	

0.17	0.002	0.001	0.000
0.17	0.002	0.010	0.000
0.34	0.042	0.011	0.000

0.17	0.001	0.000	0.000
0.17	0.000	0.000	0.000
0.34	0.000	0.000	0.000

B



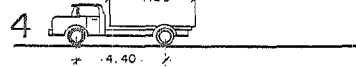
25 PASAJEROS

1	4.2	3.0	5.8
2	8.3	7.0	5.8
3	12.5	10.0	

1.0	0.150	0.080	0.050
1.0	0.000	1.020	1.050
2.0	1.150	1.100	1.100

1.0	0.040	0.015	0.007
1.0	0.600	0.500	0.500
2.0	0.640	0.515	0.507

C2



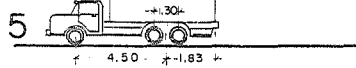
CARGA = 5.1 Ton.

1	2.5	1.5	5.0
2	6.8	2.7	5.0
3	9.3	4.2	

0.44	0.025	0.008	0.002
0.44	0.410	0.440	0.440
0.88	0.465	0.448	0.442

0.44	0.002	0.000	0.000
0.44	0.025	0.008	0.003
0.88	0.027	0.008	0.003

C3



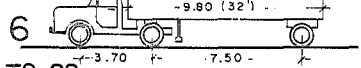
CARGA = 9.7 Ton

1	2.5	1.7	5.0
2	14.0	5.2	5.0
3	16.6	6.9	

0.44	0.025	0.008	0.003
0.44	0.650	0.650	0.650
0.88	0.675	0.6	0.653

0.44	0.004	0.001	0.000
0.44	0.040	0.010	0.006
0.88	0.044	0.011	0.006

T2-S1



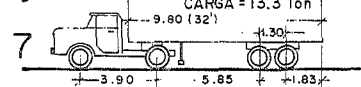
CARGA = 9.7 Ton

1	3.0	2.5	5.8
2	8.0	3.6	5.8
3	7.8	3.0	5.8
	18.8	9.1	

1.0	0.040	0.015	0.007
1.0	0.900	0.900	0.900
1.0	0.800	0.800	0.800
3.0	1.740	1.715	1.707

1.0	0.020	0.006	0.002
1.0	0.080	0.030	0.020
1.0	0.040	0.015	0.007
3.0	0.140	0.051	0.029

T2-S2



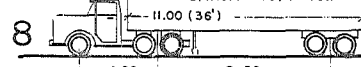
CARGA = 13.3 Ton

1	4.0	3.5	5.8
2	8.5	4.0	5.8
3	12.1	3.8	5.8
	24.6	11.3	

1.0	0.120	0.060	0.030
1.0	1.000	1.020	1.050
2.0	0.450	0.400	0.400
4.0	1.570	1.480	1.480

1.0	0.080	0.030	0.020
1.0	0.120	0.060	0.030
2.0	0.010	0.002	0.001
4.0	0.210	0.092	0.051

T3-S2



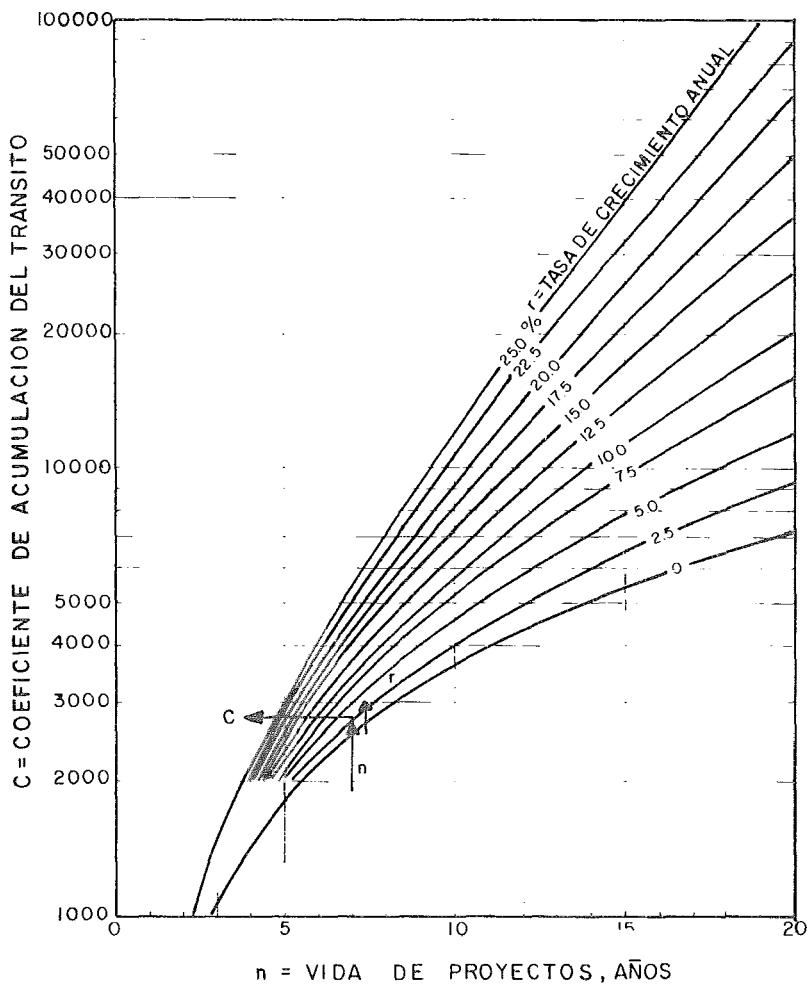
CARGA = 16.0 Ton

1	3.9	3.5	5.8
2	13.0	5.4	5.8
3	13.0	5.0	5.8
	29.9	13.9	



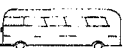


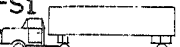

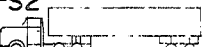
1.0	0.100	0.050	0.025
2.0	0.600	0.500	0.500
2.0	0.600	0.500	0.500
5.0	1.300	1.050	1.025

1.0	0.080	0.030	0.020
2.0	0.040	0.015	0.007
2.0	0.030	0.010	0.005
5.0	0.150	0.035	0.032

FIGURA N°
4.4.2



TESIS PROFESIONAL
 ENEPA-UNAM FIGURA N° 4.4.3

TIPO DE VEHICULO	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de distribución	Número de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados o vacíos	Número de vehículos cargados o vacíos por carril N, N	Coeficientes de daño por tránsito, F _i , F' _i		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, N, F, N', F'	
						z=0 cm	z=15 cm	z=0 cm	z=15 cm
Ap 				C= V=		0.005 0.005	0 0		
Ac 				C= V=		0.34 0.34	0.042 0.001		
B 				C= V=		2.0 2.0	1.150 0.640		
C2 				C= V=		0.88 0.88	0.465 0.027		
C3 				C= V=		0.88 0.88	0.675 0.044		
T2-S1 				C= V=		3.0 3.0	1.740 0.140		
T2-S2 				C= V=		4.0 4.0	1.570 0.210		
T3-S2 				C= V=		5.0 5.0	1.300 0.150		
			Total						

NUMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES.	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %
2	50
4	40 - 50
6 o más	30 - 40

$T_0, T'_0 =$ Tránsito equivalente inicial
 Años de servicio, $n =$ _____ Tasa de crecimiento anual, $r =$ _____ %
 Coeficiente de acumulación del tránsito, $C =$ _____
 Tránsito acumulado, $\Sigma L_n = CT_0 =$ _____ $\Sigma L'_n = CT'_0 =$ _____

FIGURA N° 4.4.4

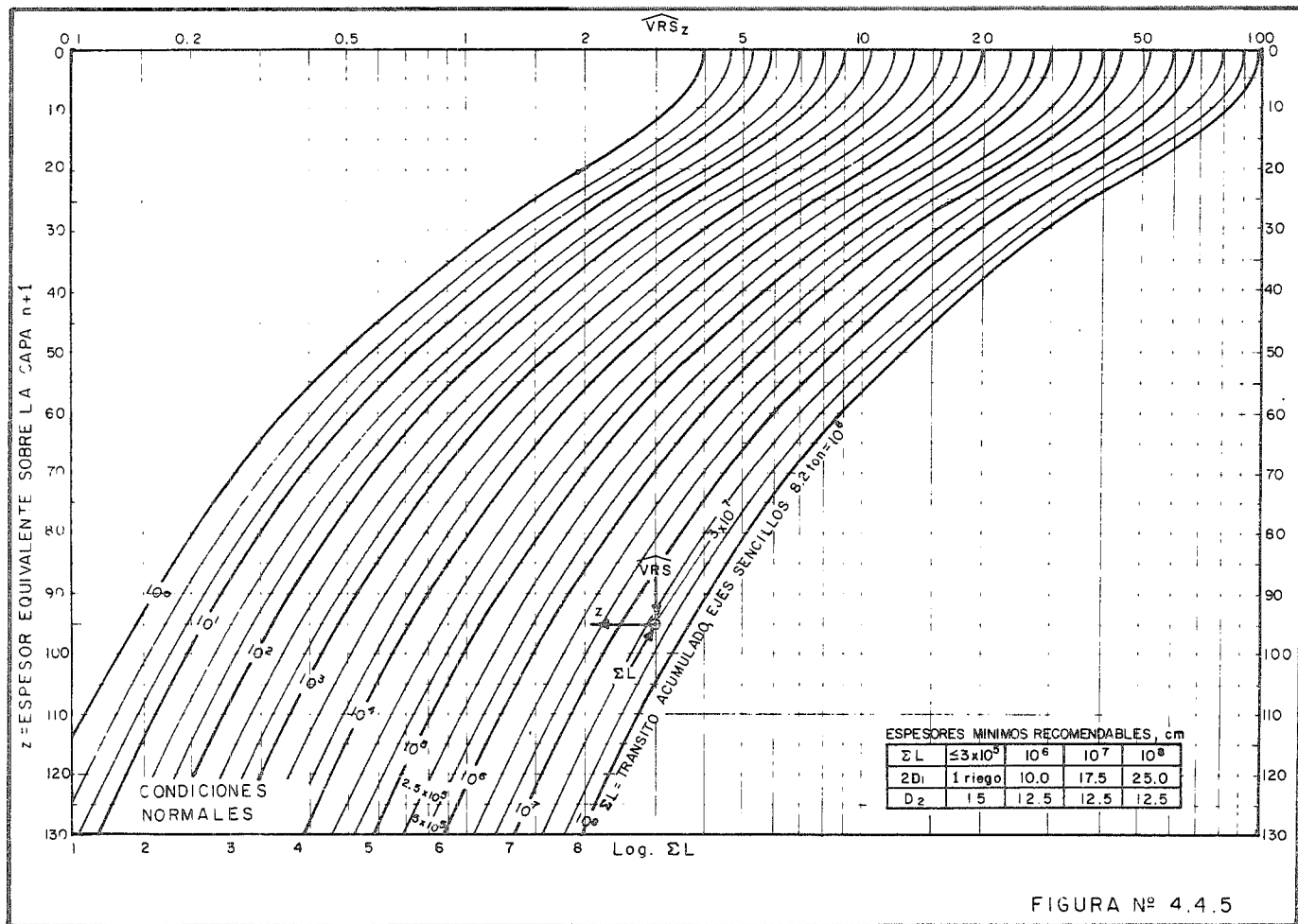


FIGURA Nº 4.4.5

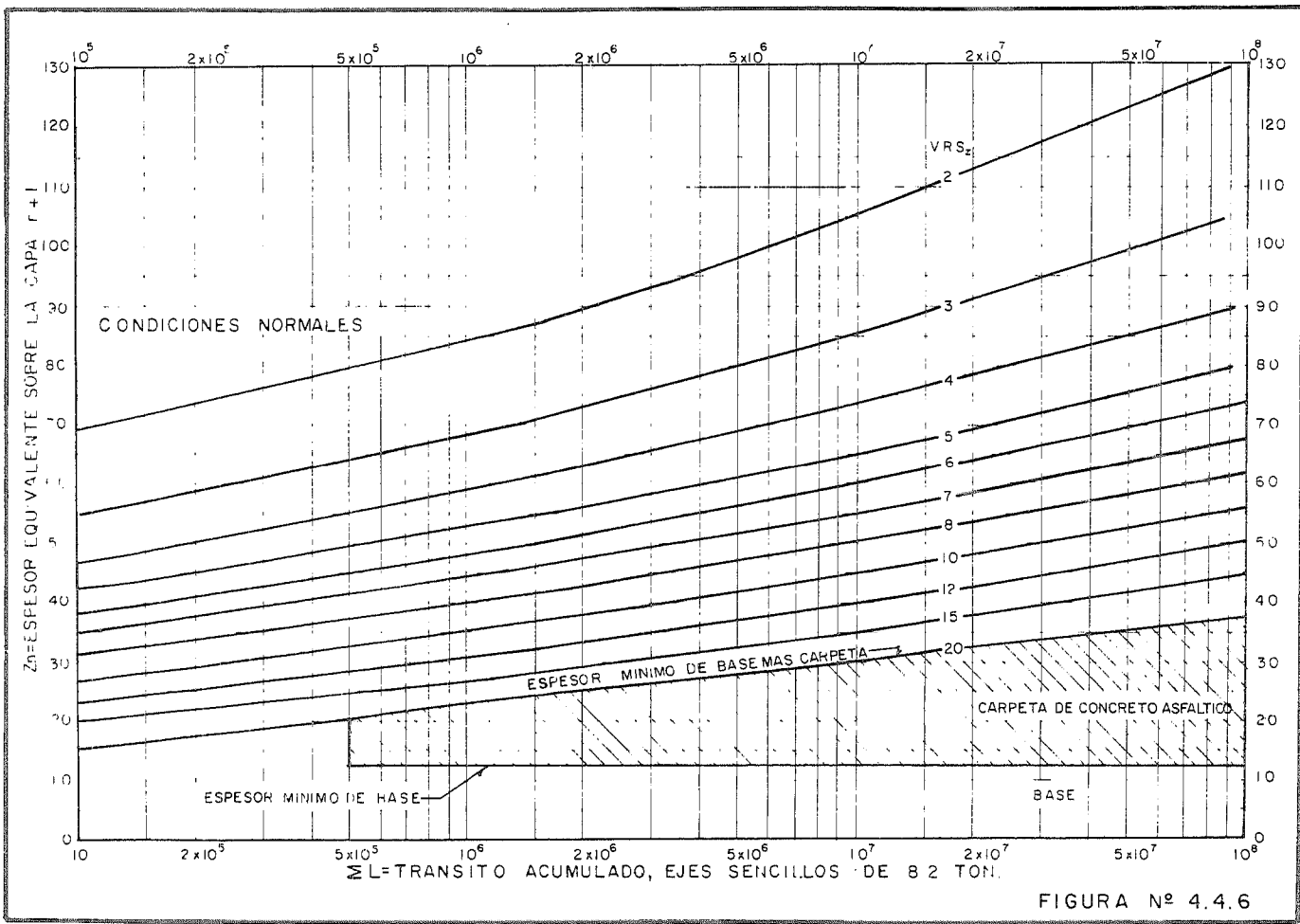
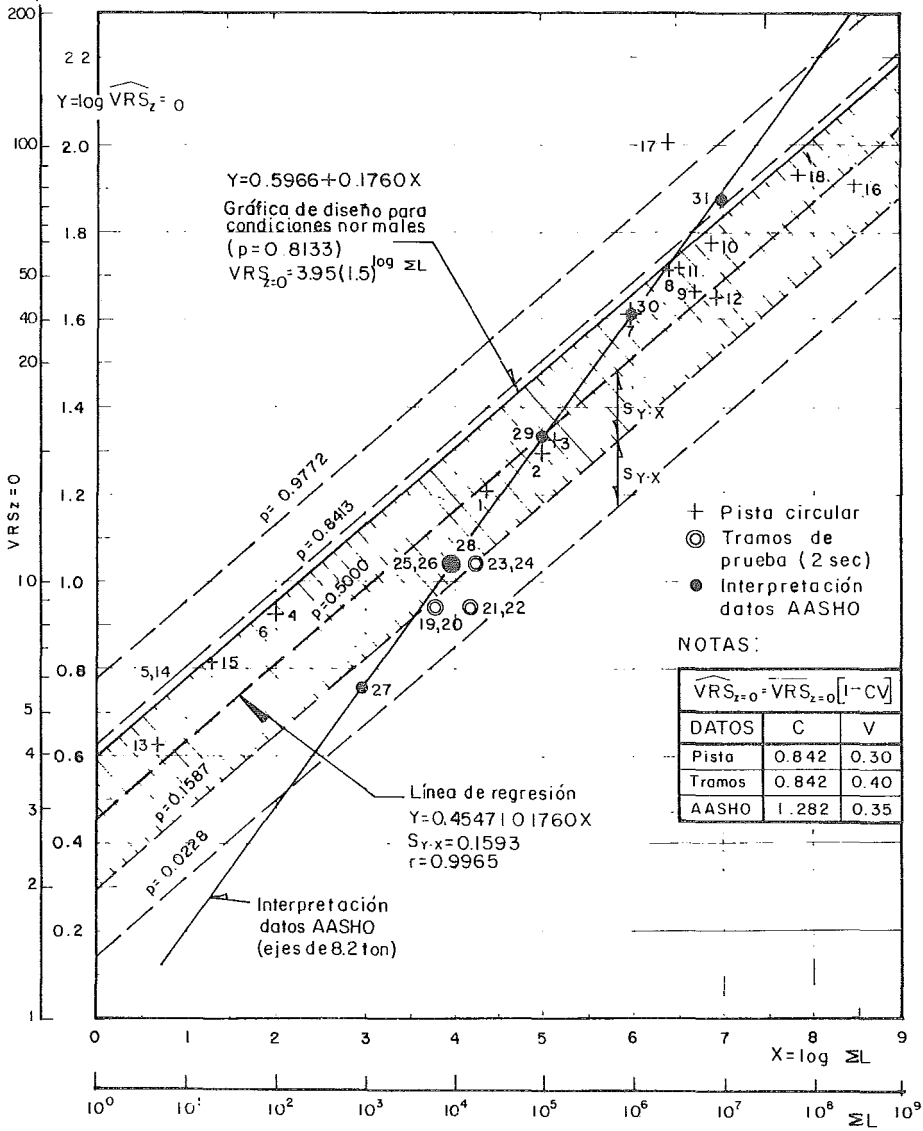
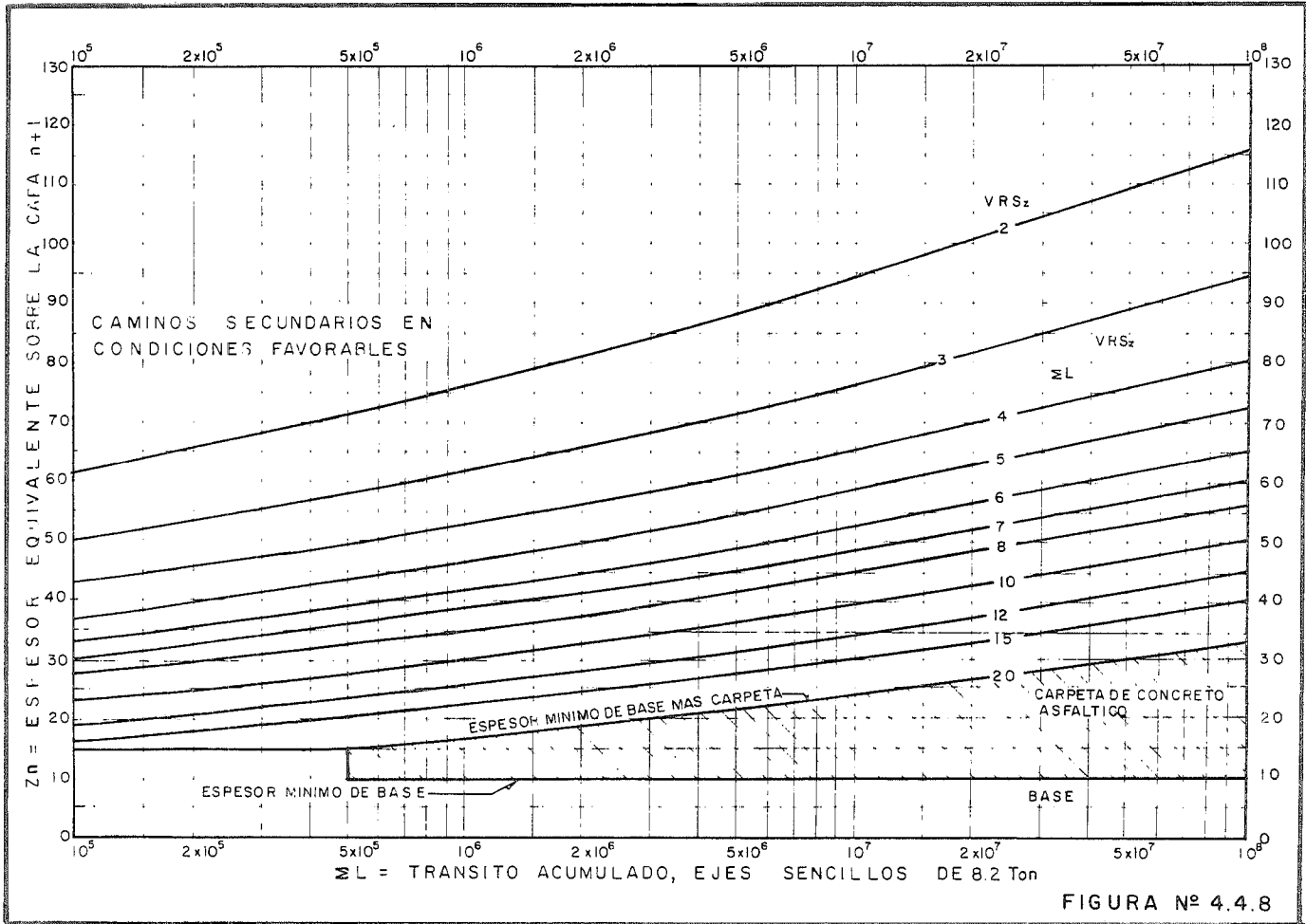


FIGURA N° 4.4.6





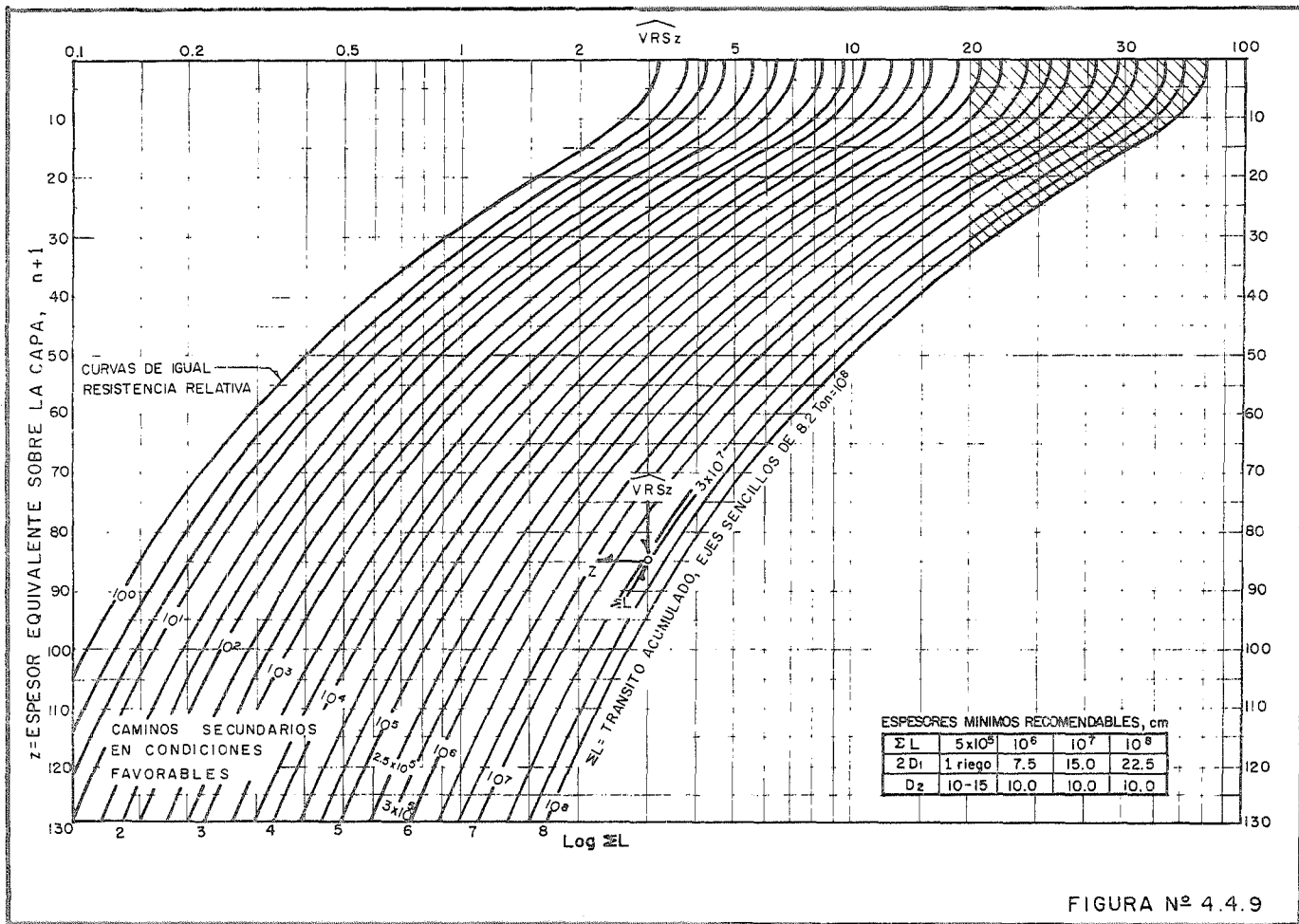


FIGURA N° 4.4.9

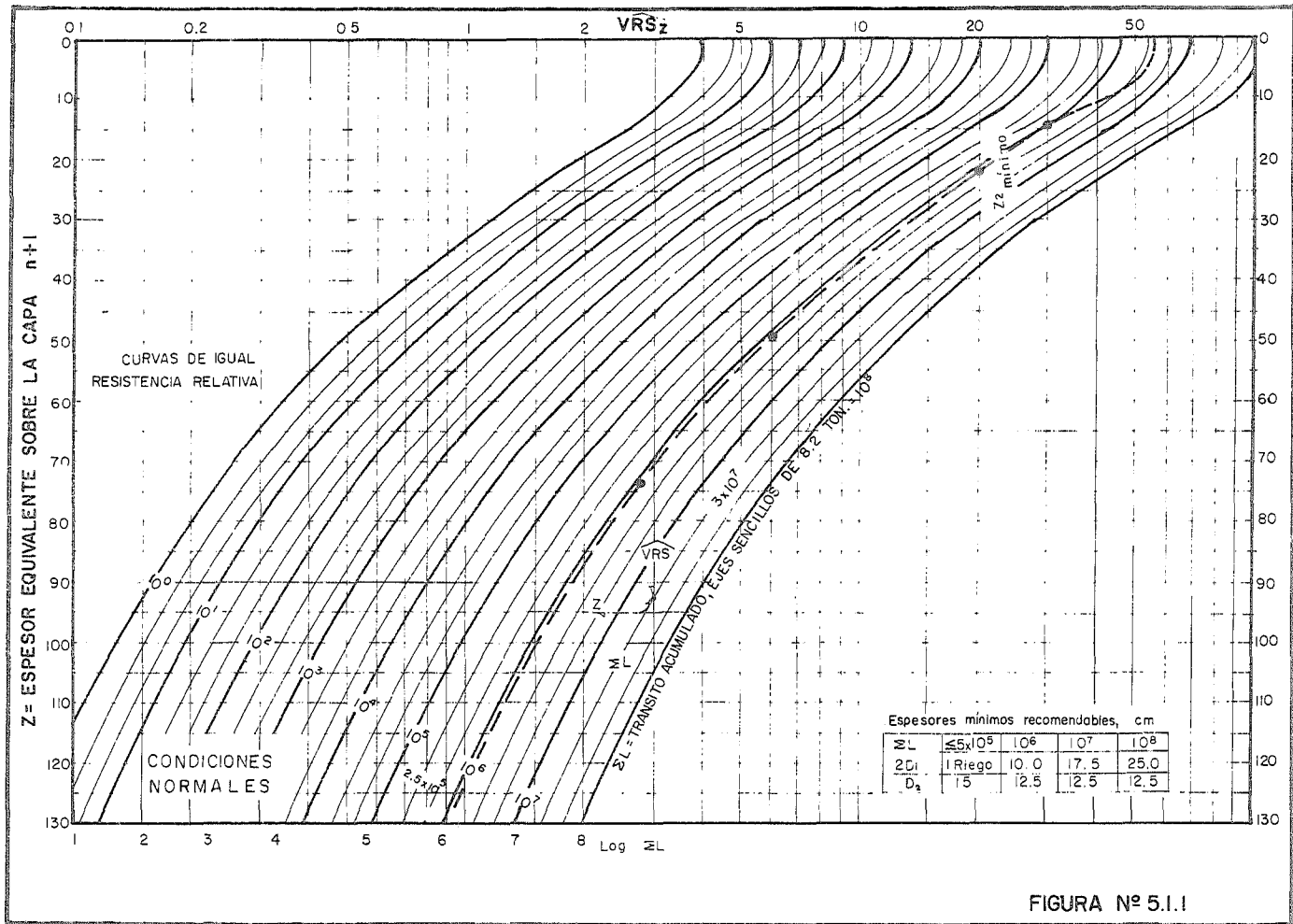


FIGURA N° 5.1.1

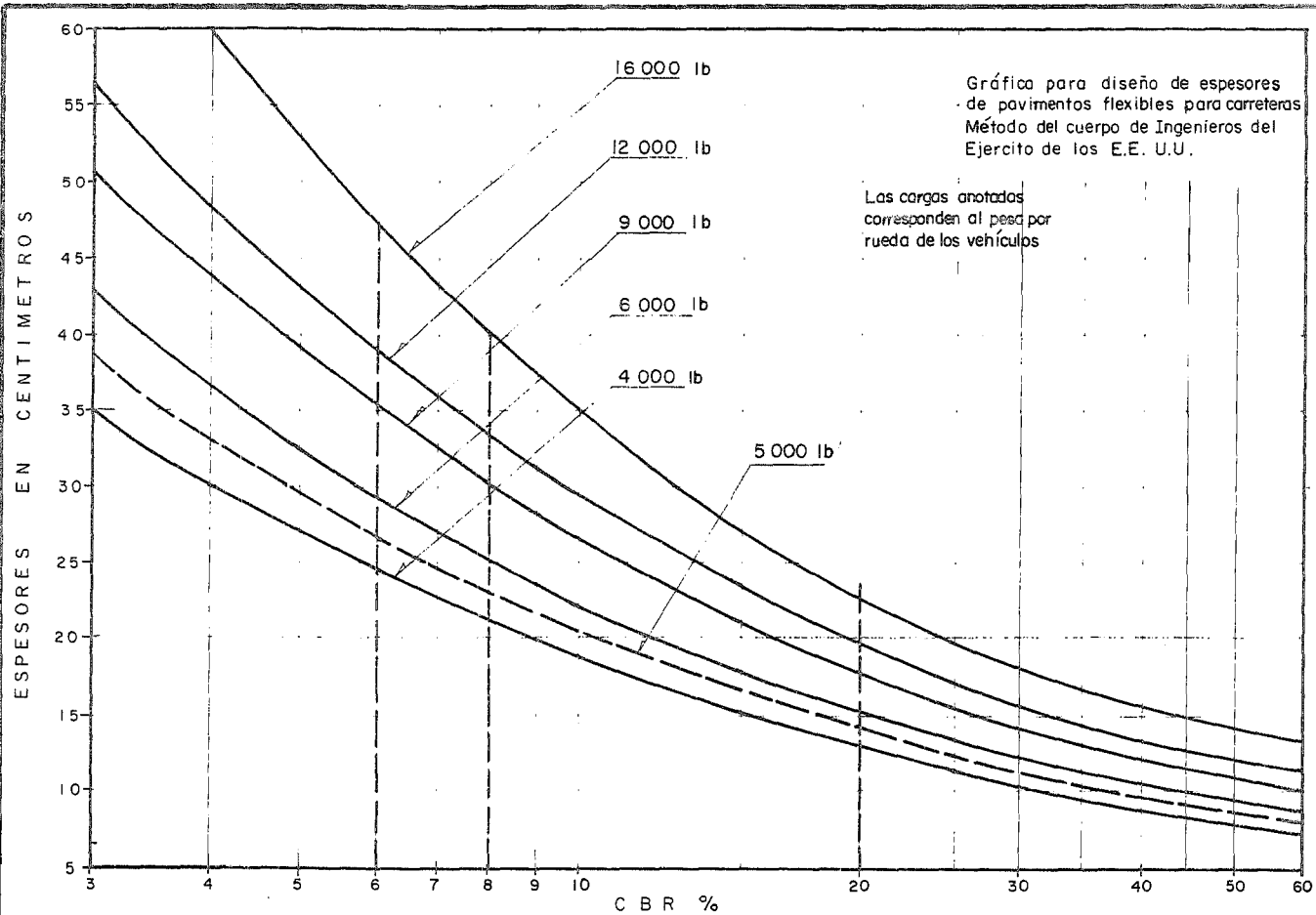


FIGURA N° 5.3.1

VRS = 5 %

PROCEDIMIENTO GRAFICO PARA DETERMINAR
EL TRANSITO EQUIVALENTE POR REPETICIONES SEGUN
Mc. LEOD (METODO DEL CUERPO DE INGENIEROS)

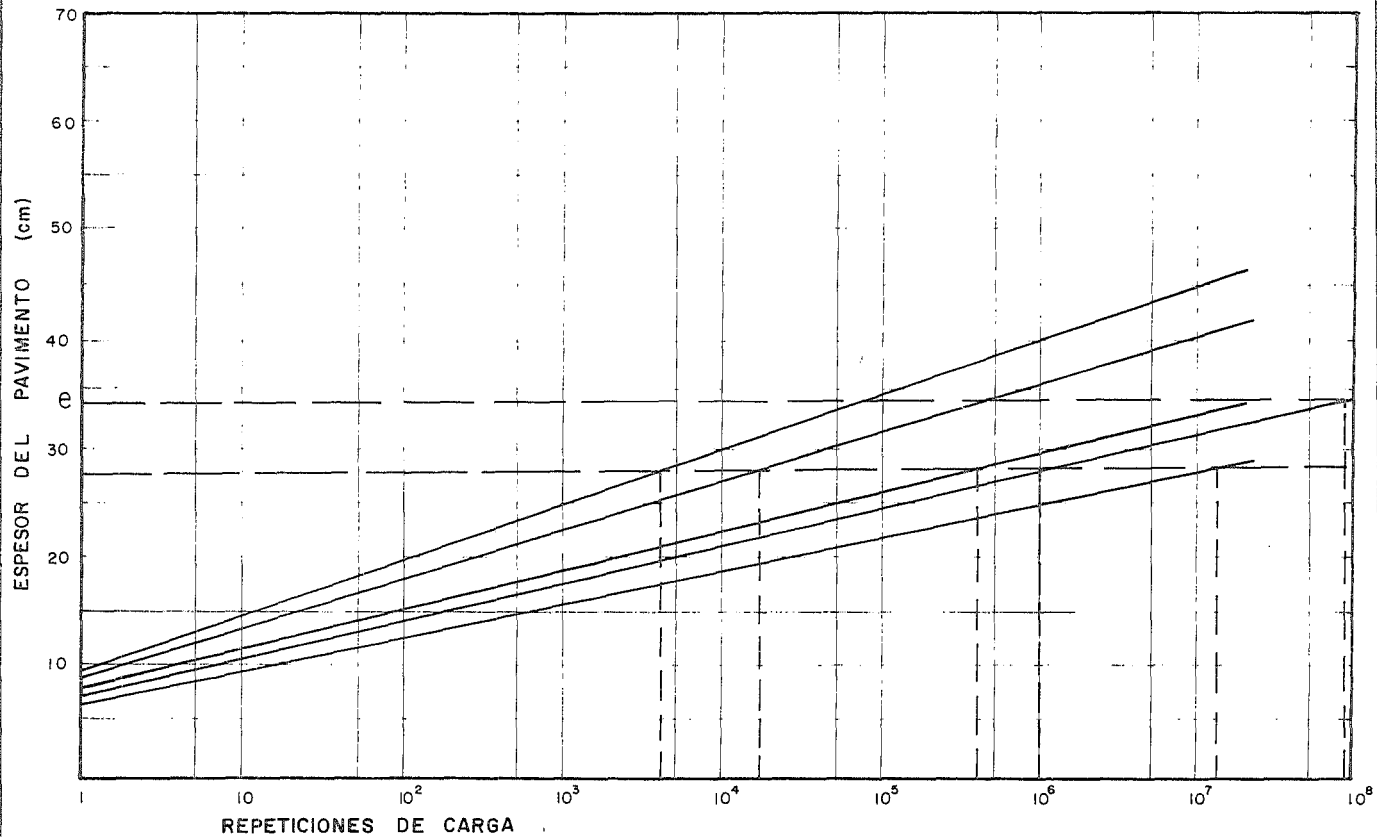


FIGURA N° 5.3.2

VRS = 8%

PROCEDIMIENTO GRAFICO PARA DETERMINAR
EL TRANSITO EQUIVALENTE POR REPETICIONES SEGUN
Mc. LEOD (METODO DEL CUERPO DE INGENIEROS)

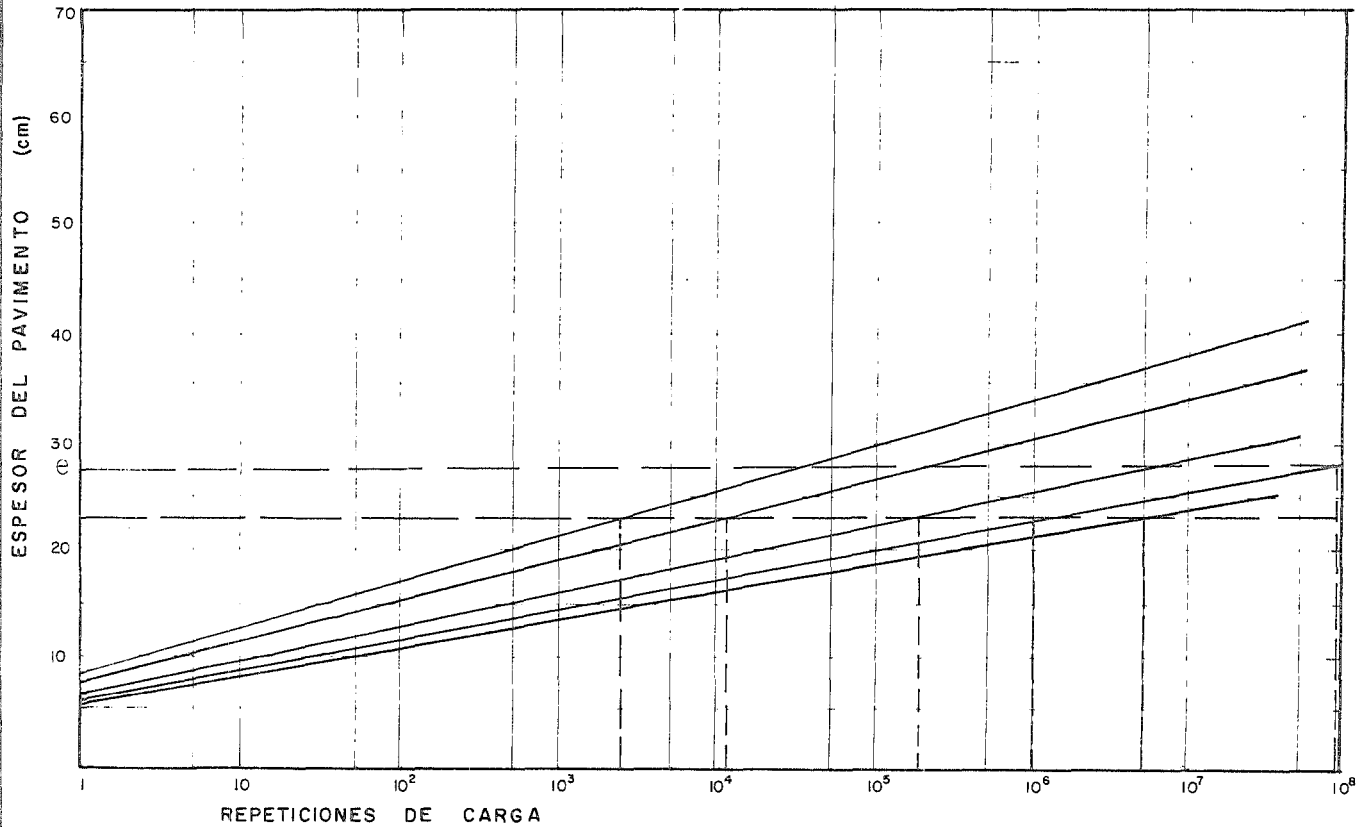


FIGURA Nº 5.3.3

VRS = 20 %

PROCEDIMIENTO GRAFICO PARA DETERMINAR
EL TRANSITO EQUIVALENTE POR REPETICIONES SEGUN
Mc. LEOD (METODO DEL CUERPO DE INGENIEROS)

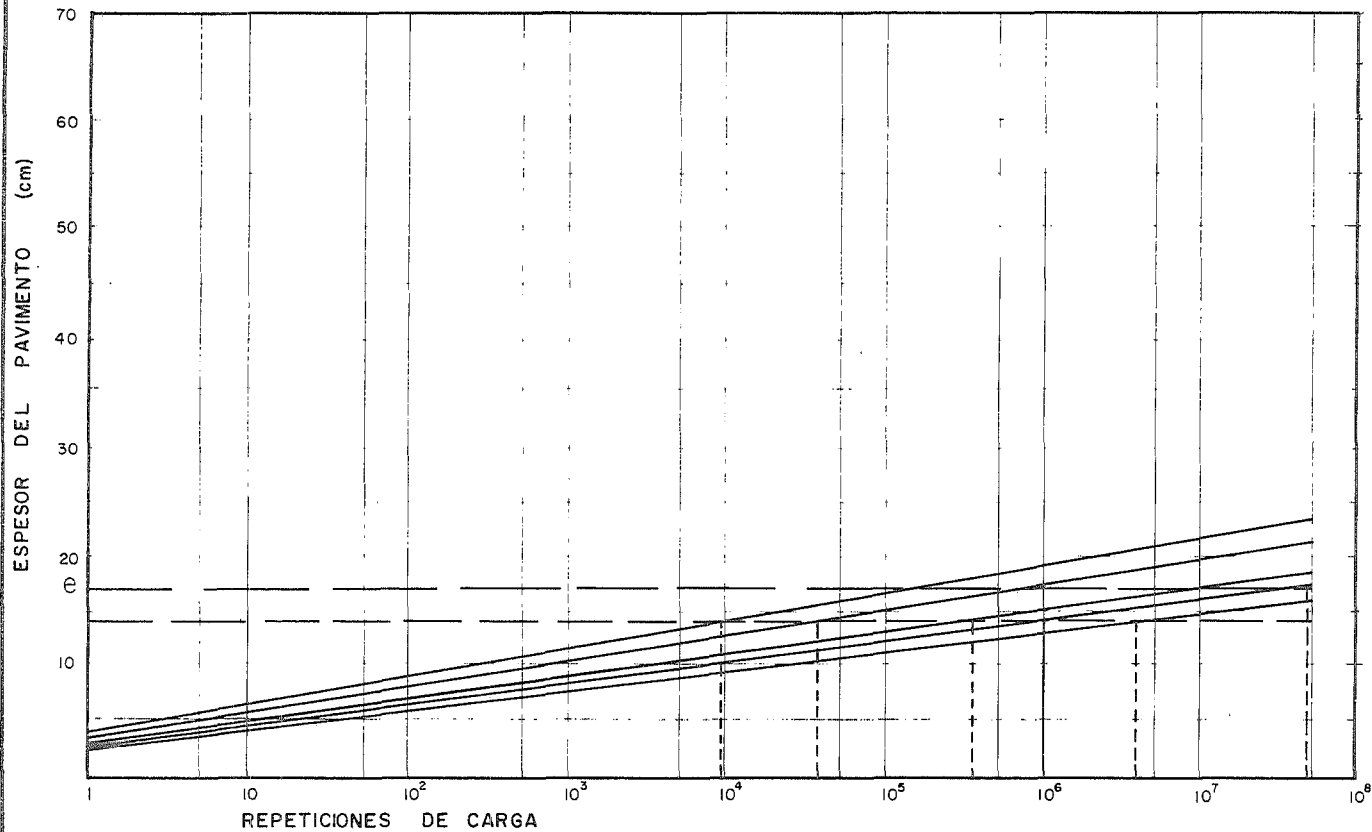


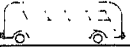

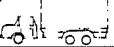

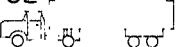
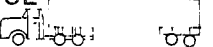


FIGURA Nº 5.3.4

TIPO DE VEHICULOS	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de Distribución	Numero de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados o vacíos	Número de vehículos cargados por carril N_i, N_i'	Coeficiente de año por tránsito, F_i, F_i'		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, $N_i, F_i - N_i', F_i'$		
						$z = 0 \text{ cm}$	$z = 15 \text{ cm}$	$z = 0 \text{ cm}$	$z = 15$	
A_p 	111.48	0.45	50.16	$C = 1.00$ $V = 0.00$	50.16 0	0.005 0.005	0 0	0.25 0	0 0	
A_c 	73.5	0.45	33.07	$C = 0.25$ $V = 0.75$	8.26 24.80	0.34 0.34	0.042 0.001	2.80 8.43	0.34 0.24	
B 	40.25	0.45	18.11	$C = 1.00$ $V = 0.00$	18.11 0	2.0 2.0	1.150 0.640	36.22 0	20.82 0	
$C2$ 	110.1	0.45	49.54	$C = 0.70$ $V = 0.30$	34.67 14.66	0.88 0.88	0.465 0.027	30.31 13.07	16.12 0.40	
$C3$ 	31.80	0.45	14.31	$C = 0.81$ $V = 0.19$	11.59 2.71	0.88 0.88	0.675 0.044	10.20 2.38	7.82 0.12	
$T2-S1$ 	14.22	0.45	6.4	$C = 0.87$ $V = 0.13$	5.56 0.83	3.0 3.0	1.740 0.140	16.68 2.49	9.67 0.11	
$T2-S2$ 	25.38	0.45	11.42	$C = 0.85$ $V = 0.15$	9.70 1.71	4.0 4.0	1.570 0.210	38.80 6.84	15.22 0.36	
$T3-S2$ 	23.35	0.45	10.5	$C = 0.90$ $V = 0.10$	9.45 1.05	5.0 5.0	1.300 0.150	47.25 5.25	12.28 0.15	
Total			193.51	Total, $T_0 =$ Tránsito equivalente inicial				220.97	83.65	



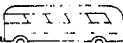


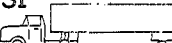
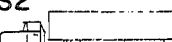
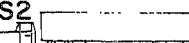
NUMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO %
2	50
4	40-50
6 ó mas	30-40

Años de servicio, $n = 10$ Tasa de crecimiento anual, $r = 25\%$

Coeficiente de acumulación del tránsito, $C = 13000$

Tránsito acumulado, $\Sigma L_n = C T_0 = 2872610$ ($Z=0$) $\Sigma L_n = C T_0' = 1087450$ ($Z=15$)

TABLA N° 1

TIPO DE VEHICULOS	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de distribución	Número de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados ó vacíos	Número de vehículos cargados ó vacíos por carril N_i, N_j	Coeficientes de año por tránsito, F_i, F_j		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, $N_i F_i - N_j F_j$	
						$z=0$ cm	$z=15$ cm	$z=0$ cm	$z=15$
Ap 	1 0124	0.35	3543.4	$C=1.0$	3543.4	0.005	0	17.61	0
				$V=0$	0	.005	0	0	0
Ac 	3213	0.35	1124.55	$C=0.5$	562.27	0.34	0.042	191.17	23.61
				$V=0.5$	562.27	0.34	0.001	191.17	0.56
B 	1200	0.35	420	$C=1.0$	420	0	1.150	840	483
				$V=0$	0	2.0	0.4	0	0
C2 	1100	0.35	38.5	$C=0.7$	269.5	0.85	0.65	237.16	125.31
				$V=0.3$	115.5	0.00	0.027	101.64	3.11
C3 	480	0.35	168	$C=0.8$	134.4	0.88	0.675	118.27	90.72
				$V=0.2$	33.6	0.88	0.044	29.56	1.47
T2-S1 	60	0.35	21	$C=0.9$	18.9	3.0	1.740	56.7	32.88
				$V=0.1$	2.1	3.0	0.140	6.3	0.29
T2-S2 	50	0.35	17.5	$C=0.70$	12.25	4.0	1.570	48.90	19.23
				$V=0.3$	5.25	4.0	0.210	21.00	1.10
T3-S2 	320	0.35	112	$C=1.0$	112	5.0	1.300	56.0	143.60
				$V=0$	0	5.0	0.150	0	0
Total			5791.45	Total, $T_0 =$ Tránsito equivalente inicial				2419.48	926.88

NÚMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %
2	50
4	40-50
6 ó más	30-40

Años de servicio, $n = 10$ Tasa de crecimiento anual, $r = 15\%$

Coeficiente de acumulación del tránsito, $C = 7.500$

Tránsito acumulado, $\sum L_n = CT_0 = 18\ 146\ 100$ ($Z=0$) $\sum L_n = CT_0^z = 6\ 951\ 600$ ($Z=15$)

TABLA Nº 2

BIBLIOGRAFIA.

- 1).- ALFONSO RICO
HERMILO DEL CASTILLO
LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS
TERRESTRES, TOMO I Y II.
- 2).- SEMINARIO DE PAVIMENTOS
SAHOP
ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS.
- 3).- EULALIO JUAREZ BADILLO
ALFONSO RICO RODRIGUEZ
MECANICA DE SUELOS, TOMO I Y II
- 4).- RENE ETCHARREN GUTIERREZ
MANUAL DE CAMINOS VECINALES
- 5).- J. LUIS BECERRA MAGANA
HINDALECIO HUERTA SOSA
APUNTES DE PAVIMENTOS FLEXIBLES --
PRIMERA PARTE.
- 6).- CONSTRU-NOTICIAS
MARZO 1977
- 7).- REVISTA INGENIERIA U.N.A.M.
ABRIL 1970
- 8).- S. CORRO C.
DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES COM
PORTAMIENTO DE LOS TRAMOS EXPERI-
MENTALES.
INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM INFOR
ME 240 MEXICO D.F.
- 9).- S. CORRO Y G. PRADO
DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS -
CON PAVIMENTOS FLEXIBLES.
INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM INFOR
ME 325 MEXICO, D.F.
- 10).- X CONGRESO PANAMERICANO DE
CARRETERAS, MONTEVIDEO --
URUGUAY
LA CALIFICACION DE CARRETERAS Y SU
APLICACION EN LA PLANEACION Y PRO-
GRAMACION DE OBRAS DE CONSERVACION
MEXICO 1967.