



ISSN 0188-7297



PAVIMENTOS FLEXIBLES. PROBLEMÁTICA, METODOLOGÍAS DE DISEÑO Y TENDENCIAS

Alfonso Rico Rodríguez
Rodolfo Téllez Gutiérrez
Paul Garnica Anguas

**Publicación Técnica No. 104
Sanfandila, Qro, 1998**

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

**Pavimentos flexibles
Problemática, metodologías de
diseño y tendencias**

**Publicación Técnica No. 104
Sanfandila, Qro, 1998**

El presente trabajo fue realizado en el Instituto Mexicano del Transporte por el M. en I. Alfonso Rico Rodríguez, el M. en C. Rodolfo Téllez Gutiérrez y el Dr. Paul Garnica Anguas, investigadores de la Institución.

Se reconoce la colaboración de los ingenieros Sergio Alberto Damián Hernández y Mario Arriaga Patiño, investigadores titulares del IMT, para la realización de algunos cálculos y la preparación final del trabajo.



Resumen.

En este trabajo se considera la problemática general del comportamiento de los pavimentos flexibles, con estructura usual dentro de la práctica mexicana. En primer lugar se discute el papel fundamental que juegan las características del comportamiento mecánico de los materiales térreos utilizados dentro del comportamiento general, considerando el efecto del tránsito y los que provienen del intemperismo y del efecto del agua.

Después se describen los 4 métodos de diseño más utilizados en México; a saber, el método propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el del Catálogo Técnico de uso en España, el propuesto por el Instituto Norteamericano del Asfalto y, finalmente, el propuesto por la AASHTO. Se comparan resultados.

En la última parte, se presenta un panorama general y un análisis crítico de algunas de las investigaciones que sobre el comportamiento y diseño de pavimentos se están llevando a cabo a nivel internacional.



Abstract.

In this work the authors consider the general behavior of asphalt pavement structures in the mexican highway network. The importance of the mechanical behavior of soils and their role in the pavement performance are discussed. Some design factors as traffic, loading and environment are considered.

The principal pavement design methods employed in Mexico are described; the analysis take into account the design procedures proposed by the Asphalt Institute, AASHTO, the Spanish Catalogue and the method of the Engineering Institute of the Universidad Nacional Autónoma de México. The results are compared.

Finally, a general view and a critical analysis of some of the actual research programs on pavement behavior and design are presented.



Resumen Ejecutivo.

En este trabajo se considera la problemática general del comportamiento de los pavimentos flexibles, con estructura usual dentro de la práctica mexicana. El punto de vista básico utilizado para el análisis es el comportamiento geotécnico de tal estructura.

En primer lugar se discute el papel fundamental que juegan características del comportamiento mecánico de los materiales térreos utilizados, dentro del comportamiento general, considerando el efecto del tránsito y los que provienen del intemperismo y del efecto del agua.

A partir del hecho de que se reconoce que no existe en la actualidad un método de análisis y diseño de pavimentos flexibles que esté basado en teorías propias y coherentes, se mencionan algunas de las circunstancias del trabajo más influyentes en el comportamiento final.

Se analizan los principales criterios que deben regir la utilización de materiales de distinta naturaleza dentro de la estructuración general y la influencia de las características geotécnicas de los materiales del conjunto. Se proponen estrategias para la ordenación de las diferentes capas que configuran el pavimento total. También se analiza la influencia que en los costos de conservación y de operación del transporte llega a tener la estructuración que se adopte. Se contemplan esos costos con referencia al de construcción inicial, lo que permite llegar a proponer algunas ideas generales sobre la estructuración del pavimento.

Después, se describen en forma relativamente detallada los 4 métodos de diseño más utilizados en México; a saber, el método propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el del Catálogo Técnico de uso en España, el propuesto por el Instituto Norteamericano del Asfalto y, finalmente, el propuesto por la AASHTO.

Resumen Ejecutivo.

Se espera que el detalle de la presentación permita al lector la utilización de tales métodos, pero en cualquier caso se incluye la bibliografía correspondiente.

Los 4 métodos señalados se aplican a algunas situaciones particulares, similares a las que se encuentran en la práctica usual, lo cual hace ver la relativa variedad de resultados que se obtienen. Se detallan las diferencias para varios niveles de tránsito y distintas capacidades en la sección estructural. En seguida se dedica alguna atención al análisis de costos de los pavimentos obtenidos con diferentes métodos.

También se da alguna atención a la evolución relativa de los costos de construcción, conservación y operación correspondientes a distintas soluciones, obtenidas para las mismas condiciones con los diferentes métodos. Como no puede menos de ser, independientemente del método de diseño utilizado, la influencia del costo de operación y, en menor grado, el de conservación, juegan un papel económico muchísimo más importante que el costo de construcción inicial. Se refuerza el criterio que señala un mejor comportamiento y mucho menores costos globales de los pavimentos muy bien contruidos para una situación presente, que sean capaces de afrontar el desarrollo futuro por intervenciones de refuerzo hacia arriba, en adición a lo antes hecho, en comparación a secciones débiles no útiles para la aplicación de esas políticas y necesitadas de frecuentes reconstrucciones.

En seguida se presenta un panorama general y un análisis crítico de algunas de las investigaciones que sobre comportamiento y diseño de pavimentos se están llevando a cabo a nivel internacional. En particular, se describen el programa norteamericano de investigación en carreteras denominado SHRP (*Strategic Highway Research Program*) y el programa europeo llamado FORCE (First OECD Research Common Experiment).

Resumen Ejecutivo.

Se presenta la metodología de los métodos de diseño mecanicistas y se discuten sus inconvenientes. Se destaca que las soluciones teóricas basadas en las teorías de la Elasticidad y la Viscoelasticidad están edificadas sobre hipótesis simplificadoras que no parecen ser satisfactorias para quien tenga experiencia de materiales y de comportamiento de pavimentos. Un análisis detallado muestra que la dispersión en los parámetros involucrados en los modelos de deterioro usuales es elevada, y por lo tanto la confiabilidad que se puede obtener con los métodos de diseño mecanicistas es actualmente muy reducida.

El trabajo resalta la dificultad que existe al tratar de comparar métodos de diseño entre sí. A falta de una teoría científica sobre el comportamiento de los pavimentos, la validación de un método de diseño sólo se puede realizar a partir de la observación empírica del funcionamiento a largo plazo del pavimento. Los criterios utilizados en otros países tienen en consideración las condiciones prevalecientes en esos lugares, tales como clima, proceso constructivo y técnico, materiales, etc. Por tal motivo no es fácil transferir directamente los métodos desarrollados en esos países a México. Por ello es necesario realizar investigaciones con objeto de obtener métodos adecuados a las condiciones imperantes en nuestro país. Una de éstas investigaciones por realizar sería la normatividad de los materiales utilizados en la construcción de estas obras.



INDICE

	Resumen	V
	Abstract	VII
	Resumen Ejecutivo	IX
I.	PRIMERA PARTE. EL PROBLEMA DE LOS PAVIMENTOS. VISIÓN GENERAL	3
1.	Introducción	3
2.	Costos Asociados a la Tecnología de Pavimentos. Riesgos del Subdiseño	8
3.	Reparto del Riesgo en el Diseño de los Pavimentos Flexibles de las Carreteras	11
4.	Consideraciones sobre los Materiales Frecuentemente Utilizados en las Secciones Estructurales de Carreteras en Pavimento Asfáltico	16
5.	Drenaje y Subdrenaje	23
6.	Comentario Final	24
II.	SEGUNDA PARTE. DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS USUALES DE DISEÑO	27
1.	Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM	27
2.	Método de Diseño Español MOPU - Secciones de Pavimento	38
2.1.	Tránsito	39
2.2.	Subrasante	40
2.3.	Materiales para capas superiores	41
3.	Método de Diseño del Instituto del Asfalto de los EUA	47
3.1.	Estimación del tránsito	47
3.2.	Evaluación de materiales	52
3.3.	Cálculo de espesores de diseño	56
4.	Método de la AASHTO para el Diseño de la Sección Estructural de los Pavimentos	61
4.1.	Método de diseño	61
4.1.1.	Tránsito	62
4.1.2.	Confiability	64
4.1.3.	Desviación estándar global	65
4.1.4.	Módulo de resiliencia efectivo	65
4.1.5.	Pérdida o diferencias entre índices de servicio inicial y final	67
4.2.	Determinación de espesores por capas	68
4.3.	Análisis del diseño final con sistema multicapa	71

III.	TERCERA PARTE. ALGUNAS COMPARACIONES ENTRE MÉTODOS DE DISEÑO	81
1.	Métodos analizados	81
2.	Datos comunes de entrada en los ejemplos	81
IV.	CUARTA PARTE. COSTOS COMPARATIVOS DE SOLUCIONES	89
	Observaciones	92
V.	QUINTA PARTE. INVESTIGACIONES RECIENTES	95
1.	Introducción	95
2.	Programa de Investigación en los Estados Unidos	95
2.1.	Antecedentes	95
2.2.	Asfaltos	96
2.3.	Concreto hidráulico	99
2.4.	Mantenimiento en pavimentos	100
2.5.	Comportamiento de pavimentos a largo plazo	100
3.	Programas de Investigaciones Europeas	101
3.1.	Introducción	101
3.2.	Pavimentos y materiales utilizados	102
3.3.	Comportamiento observado	103
3.4.	Ensayes cruzados	105
4.	Métodos de Diseño Mecanicistas	105
4.1.	Introducción	105
4.2.	Metodología general de los diseños mecanicistas	107
4.2.1.	Configuración del pavimento	108
4.2.2.	Caracterización de materiales	108
4.2.3.	Modelos climáticos	109
4.2.4.	Condiciones de tránsito	111
4.2.5.	Modelos estructurales	111
4.2.6.	Respuesta del pavimento	112
4.2.7.	Análisis de confiabilidad	113
4.2.8.	Modelos de deterioro	113
4.2.9.	Modelos de fracturamiento por fatiga	114
4.2.10.	Modelos de deformación permanente	116
4.2.11.	Diseño final	118
5.	Aproximación Requerida y Dispersión de Resultados en los Métodos Mecanicistas	118
6.	Ejemplos de Aplicación	121
7.	Observaciones	122
VI.	SEXTA PARTE. CONCLUSIONES	125
VII	SÉPTIMA PARTE. REFERENCIAS	129

I.- PRIMERA PARTE. EL PROBLEMA DE LOS PAVIMENTOS. VISIÓN GENERAL.

1.- Introducción.

Debe reconocerse que los pavimentos que México necesita en sus carreteras no son hoy los mismos que fueron en otras épocas. Circunscribiendo las ideas a la red nacional pavimentada, tal como es el objetivo del presente trabajo, debe aceptarse un muy importante cambio de circunstancias entre el momento actual y las épocas en que las carreteras mexicanas empezaron a ser construidas y en que en buena parte se desarrollaron.

La red nacional comenzó a formarse en el sentido actual a partir de la época 1920 - 1930 y creció a un ritmo relativamente moderado hasta 1950. Entre 1950 y 1970, la red fue objeto de un desarrollo muy importante y a partir de 1980 continuó creciendo significativamente, pero probablemente con un gradiente menor, si bien en los últimos años (en el periodo 1990 - 1995) tuvo lugar la incorporación de una red de modernas autopistas con longitud del orden de los 5,000 Km.

En el desarrollo de la red son discernibles tres etapas relativamente bien diferenciadas. En un principio, la motivación fundamental de la planeación fue, conscientemente o por mandato inapelable de la realidad nacional, la integración sociopolítica de la nación. Se construyeron los enlaces carreteros que unen la capital nacional con las capitales estatales, después estas últimas con las principales ciudades de sus estados y con otras capitales estatales y finalmente se comunicaron todas esas localidades con la totalidad de las ciudades importantes del país. De esta manera se logró una integración nacional que garantizó la unidad económica, social y política, a la vez que se lograron las condiciones necesarias para la integración, defensa y homogeneización de la nación.

A esta etapa siguió otra en la que se reconoció que la red anterior, que podría considerarse como la red principal y básica, tendría que ser complementada por

una red alimentadora de carácter en gran parte rural y capilar, a fin de lograr un movimiento general más eficiente y de mayor penetración en todo el territorio nacional. De esta manera nació un muy importante número de caminos rurales y secundarios, pavimentados, empedrados, etc., siempre con el requisito de garantizar el tránsito en toda época del año. Esta red complementaria, que deberá expandirse constantemente en el futuro, no será contemplada en su mayor parte en este trabajo, que se refiere únicamente a carreteras pavimentadas con pavimentos asfálticos, que corresponden más bien a la red estatal y federal básicas.

A la segunda etapa arriba descrita siguió lo que podría considerarse como una tercera, en donde el énfasis principal de la construcción se puso en carreteras muy modernas de altas especificaciones, frecuentemente de cuatro y más carriles. En esta etapa se desarrollaron también nuevas formas de financiamiento, responsabilidad y cuidado en conservación y operación, así como se convirtió en rutinaria una política ya bien conocida en el país, de peajes y sistemas para transferir al usuario los costos del programa.

No hay que decir que la delimitación de las tres etapas atrás mencionadas no ocurrió ni ocurre en forma tajante. A lo largo de toda la historia reciente de México ha continuado la construcción de carreteras de carácter más tradicional, de tránsito libre y dos carriles, así como caminos alimentadores o, inclusive, autopistas modernas, algunas de las cuales tienen en el México actual antigüedades muy grandes. Lo que distingue a las etapas anteriores en todo caso es un cierto énfasis que si parece estar presente.

Es de esperar que en el futuro una parte importante del esfuerzo constructivo nacional en el área carretera se dirija principalmente a lograr el tránsito expedito y rápido de bienes y mercancías, con la decidida meta de abatir en todo lo que vaya resultando posible los costos operativos del transporte nacional, para respaldar el desarrollo económico y la generación y distribución de productos y de riqueza y

oportunidades por todas partes. Independientemente de estas metas, parece evidente que habrá de continuar el desarrollo de la red alimentadora que, como se mencionó, no será el objetivo principal de este trabajo.

Obviamente muchos de los cambios anteriores fueron debidos a y a la vez produjeron, lo que podría considerarse un cambio muy importante en el transporte nacional y sus características. En todos esos años, la nación experimentó una transformación económica y estructural muy significativa, que fue haciendo aparecer una infraestructura industrial creciente, hasta alcanzar niveles importantes, de manera que una economía relativamente doméstica se fue convirtiendo en una economía necesitada de recurrir a la exportación de bienes para poder seguir su desarrollo. Lo anterior equivale a decir que el transporte como fenómeno económico fue adquiriendo una importancia cada vez mayor, de manera que podría decirse que una actividad que hasta hace relativamente poco tiempo se centraba en comunicar, hoy se ha transformado en un quehacer mucho más complejo y que, además, se centra en la necesidad perentoria de comunicar en condiciones económicas competitivas y ello dentro de un mundo en donde toda la actividad del transporte evoluciona rápidamente, siempre con la vista fija en el logro de un transporte cada vez más barato, más rápido y más seguro. Un mercado internacional tan altamente competido como el que hoy existe resulta menos accesible si se llega a él con un transporte relativamente más costoso que el que puedan utilizar los competidores comerciales. De esta manera el costo del transporte doméstico pasa a ser un eslabón fundamental en la cadena del comercio internacional.

Las transformaciones anteriores sucedieron al mismo tiempo que se iban desarrollando transformaciones no menos importantes en los vehículos carreteros utilizados. Si en 1950 el vehículo más pesado que recorría las carreteras nacionales podía llegar a 7 u 8 toneladas, en la actualidad es usual ver circular unidades cuyo peso bruto supera las 60. A la vez, esta multiplicación ocurrió no sólo en peso, sino también en número. Si en 1950 la carretera más importante de

México podía tener 5 ó 6,000 vehículos diarios, de los que un 10% eran camiones de carga; hoy es posible contemplar en la red básica mexicana carreteras con 3 ó 4 veces mayor número de vehículos, además de que la proporción de vehículos de carga aumentó grandemente, hasta niveles de 30 ó 40% del tránsito diario; en este sentido, México es uno de los países de mayor proporción de vehículos de carga dentro del flujo general.

Estos hechos, para los que no puede verse un futuro con tendencia a paliarlos, sino probablemente lo contrario, conducen a condiciones radicalmente nuevas y mucho más onerosas en lo que se refiere al comportamiento de los pavimentos. Condiciones que habrán de ser tomadas en cuenta en los diseños y en la construcción de las secciones estructurales de las carreteras que se construyan en el futuro, en los proyectos de refuerzo que se hacen para adoptar las carreteras existentes a las nuevas condiciones y en las tareas de conservación normal de todas.

La antigüedad de la red básica mexicana presenta, en efecto, hoy una situación que viene exigiendo y así seguirá, importantes inversiones para poner lo existente a tono de lo que exige el presente y exigirá el futuro.

Es un homenaje a la visión de los planeadores que antecedieron a los tiempos actuales, el constatar que la red básica por ellos erigida con un criterio sociopolítico, sigue formando hoy parte muy conspicua de la red básica actual, pero a la vez, este hecho trae consigo una importante carga económica, pues hace que una fracción muy importante de la red básica de México sea también la más antigua; vale decir, la que se desarrolló en condiciones más diferentes a las actuales.

Los vehículos de antaño ejercían esfuerzos superficiales sobre los pavimentos menores que los de hoy, puesto que los reglamentos al respecto han tenido que ir reconociendo la situación de facto del desarrollo de los vehículos de carga en

dimensiones y peso bruto. A la vez, aquellos esfuerzos superficiales disminuían mucho más rápidamente con la profundidad, de manera que en un pavimento típico de entonces era relativamente exigida una capa superior del orden de 30 ó 40 cm de espesor. Los vehículos actuales, con esfuerzos mayores, más que duplican esta profundidad de influencia.

Como consecuencia de aquella situación, los pavimentos se construían frecuentemente en México con materiales que hoy no podemos sino considerar inadecuados y aún con ellos se cubrían pequeños espesores, bajo los cuales aparecían suelos naturales, generalmente producto de préstamo lateral en terrenos inmediatamente aledaños a la carretera en construcción. Los materiales eran frecuentemente tan endebles que se consideraba que el agua y sus efectos eran los enemigos de los ingenieros de caminos, pues convertía en altamente deformables las secciones estructurales. Efectivamente, las carreteras se deformaban y tenían baches, todo lo cual influía fatalmente en los costos de operación, pero la operación era escasa y se trataba de conseguir comunicación dentro de una economía nacional relativamente de también escaso nivel.

Obviamente muchos de esos caminos tienen hoy funciones mucho menos conectadas con el transporte nacional más importante, pues en buena parte han sido substituidos por carreteras más modernas; en otros casos los caminos antiguos han sido reforzados con refuerzos estructurales y sólo hacia arriba y en tal caso presentan hoy un serio y recurrente problema de conservación, pues los modernos camiones envían sus efectos a las capas profundas no modernizadas, haciendo poco durables los añadidos superiores.

El gran crecimiento del transporte nacional en número y peso de los vehículos presenta entonces nuevas condiciones, que han de ser tomadas en cuenta por los actuales diseñadores y constructores de pavimentos asfálticos.

Es en este panorama histórico y conceptual en el que se ha pensado que un trabajo como el presente pudiera tener utilidad, al expresar la realidad del ambiente en que se desarrolla la construcción de nuevas carreteras y la conservación de las existentes, los cambios que seguramente resultarán útiles y necesarios en la conceptualización de proyectos de nuevos pavimentos o de refuerzos y los métodos con que hoy se cuenta o que están en una etapa de desarrollo avanzado, para diseñar en detalle las secciones estructurales de las carreteras que han de soportar un transporte nacional que, sin duda, será siempre creciente.

2.- Costos Asociados a la Tecnología de Pavimentos. Riesgos del Subdiseño.

Puede afirmarse que en la filosofía del ingeniero de carreteras y aún en la de la ingeniería nacional como en todo, ha llegado a entronizarse explícita o insidiosamente la idea de que el costo mínimo de construcción (la inversión inicial) es una meta ideal de todo proyecto. No se ignora, por otra parte, que si en torno a cualquier proyecto se trata este tema en forma contraria a esta opinión, permitiendo que los interlocutores teoricen, todos los responsables, sin excepción, negarán el hecho de que el criterio de costo inicial mínimo en la realización de una obra, sea realmente su paradigma personal. Pero lo es, con excesiva frecuencia.

El criterio del ingeniero no puede desarrollarse, obviamente, sin una consideración de los factores económicos involucrados, pero éstos resultan siempre de una amplitud y balance que trasciende enormemente la consideración única o preponderante del costo inicial de la misma construcción. Así, un análisis tan incompleto de los factores económicos puede y suele producir serios inconvenientes en los resultados finales de los esfuerzos de la Nación.

Más aún, la legislación y los mecanismos de contratación actuales resultan, debe reconocerse, excesivamente proclives a la aparición de nocivos aspectos en el

funcionamiento de las cosas en el largo plazo, al alentar de manera exagerada el logro de un costo mínimo de inversión inicial. El pecado no es sólo mexicano, es mundial (o casi) en cierta escala y se transmite de padres a hijos, a través de libros, artículos, congresos y otros instrumentos.

Es claro que nadie es partidario de gastar el presupuesto nacional en números mayores que lo necesario en cada caso, pero el gasto necesario raramente coincide con la mínima inversión inicial. Suele ser mayor, por tener que tomar en cuenta otros factores. De esta manera, el criterio del costo inicial mínimo ha llevado a México y a muchos países a infraestructuras deficientes en muchos casos; no preparadas para un futuro uso y crecimiento y, a veces, con un funcionamiento defectuoso en lo construido con alto costo y gran sacrificio.

Parece incontrovertible que la Nación debe gastar lo preciso para un funcionamiento adecuado y un crecimiento armónico.

Construidos los pavimentos, para circunscribir este trabajo a su tema central, deben conservarse y operar para cumplir sus fines de propiciar un óptimo transporte. Conservarse, no quiere decir tenerlos siempre flamantes como el día de su estreno. México crece y progresa y lo que se hace para cubrir un servicio que va a durar mucho más de lo que suele considerarse el periodo de vida útil de una obra, deberá cubrir en cualquier futuro fines cada vez más amplios en lo cualitativo y en lo cuantitativo; esta es experiencia del pasado. Conservar una carretera, quiere decir mantenerla todos esos años en la misma calidad de servicio, haciendo frente a una demanda sin duda creciente y muy frecuentemente, grandemente creciente. Este hecho, puede y debe ser previsto en el proyecto inicial.

El pavimento tiene que sostener una operación y ésta representa, si se toman en cuenta todos los costos nacionales involucrados, valores económicos muy superiores a lo que costó construir y conservar las cosas. Si la construcción de

una carretera en México vale 1, la conservación, en su sentido correcto, puede costar 10 ó 12, considerando un periodo de utilización de 40 ó 50 años (y se está viendo que las carreteras duran mucho más), pero la operación, es decir, los costos vehiculares directos en que incurre el transporte de carga y mercancías que circulan sobre los pavimentos, puede representar en el mismo periodo algo comprendido entre 200, 400 o aún más, según el nivel de ocupación.

Por otra parte, estudios realizados por el Instituto Mexicano del Transporte hacen ver que la diferencia en costo de operación de un camión tipo normal en la red nacional, al circular con una pendiente de 3% es un 50% mayor que si circula por terreno plano; esta diferencia llega al 100% si han de superarse pendientes de 5 ó 6%, no raras en las carreteras de México.

Análogamente y según los mismos estudios, si el estado superficial de un pavimento pasa de lo que se considerara un estado “óptimo” a otro calificado de “bueno”, el costo de operación por kilómetro recorrido, puede aumentar de un 15 a un 20% y, si el estado superficial llegara a “malo”, este factor de incremento podría ser de 35 ó 40%.

Estos o parecidos incrementos afectan hoy a tránsitos que en número de vehículos y en valor económico de la carga transportada, son incomparables con los de un pasado relativamente reciente. Para dar una idea de la actividad económica que mantiene hoy el transporte nacional, puede decirse que por la caseta de cobro de Tepotzotlán, de la Autopista México - Querétaro, pasa cada año un valor transportado del orden del 25% del Producto Interno Bruto del País, estimado en 300,000 millones de dólares anuales.

Esta enorme desproporción entre los costos (y los beneficios) de operar la infraestructura nacional, en comparación con los costos de construirla, hacen muy peligroso el criterio de que sea el costo de construcción mínimo el paradigma de

un proyecto carretero. Hacen ver también el papel importante que un pavimento en buen estado juega en los ahorros posibles.

Todo lo anterior debe llevar al ánimo de los ingenieros responsables de la construcción y mantenimiento de los pavimentos de las carreteras mexicanas, lo importante que resulta lograr una buena calidad de rodamiento y una buena previsión de la conservación por venir.

3.- Reparto del Riesgo en el Diseño de los Pavimentos Flexibles de las Carreteras.

Debe reconocerse que los mismos “enemigos” del ingeniero de carreteras han cambiado en México con los años. Si antaño era el agua y sus efectos más directos la causa de los más evidentes destrozos, hoy son otros los elementos nocivos más activos. En los pavimentos actuales, la acción de las cargas repetidas es la más notable causa de deterioro; como se dijo estas cargas han aumentado mucho, tanto en magnitud como en número de repeticiones, lo que induce la posibilidad de fallas por fatiga y por el efecto de la deformación acumulativa.

La falla por fatiga es la que ocurre por la acción reiterada de un esfuerzo que, aplicado una sola vez, no provocaría ningún problema. Un ejemplo simple se tiene al doblar una y otra vez un alambre y constatar que en la operación número “x” se rompe el alambre, aunque aparentemente esa acción final fue idéntica a los doblajes precedentes. Un similar efecto reiterativo tiene el tránsito al pasar una y otra vez sobre una carpeta asfáltica. Obviamente, este efecto reiterativo depende y ésto es una evidencia experimental para cualquiera, de dos condiciones. Primero de la intensidad de la acción reiterada, vale decir del esfuerzo aplicado cada vez y, segundo, de la magnitud de la deformación inducida en cada aplicación de la carga; también influye poderosamente la flexibilidad o rigidez de la capa del pavimento que soporta la repetición. En un pavimento, la intensidad del efecto es

medida por la magnitud de la carga que se aplica a través de las llantas de un vehículo y la reiteración es medida por las repeticiones de esa carga sobre una misma zona de dicho pavimento. Como se dijo, ambas cosas han crecido mucho en la red básica pavimentada del México actual.

El efecto de deformación acumulativa resulta de la deformación que el pavimento sufre bajo la acción de la llanta que pasa. Dicha deformación se recupera parcialmente cuando la llanta deja de oprimir, pero tal recuperación nunca es total; siempre queda un remanente, que conduce a una deformación permanente, la cual dificulta la marcha de los vehículos, aumentando su costo operativo y, eventualmente, contribuye a la ruptura y agrietamiento de la carpeta asfáltica. Nótese que cuando se dijo que el agua ya no es el enemigo único de los pavimentos, no se implicó de ninguna manera que ahora, a diferencia del pasado, sea un amigo. Al agrietarse la carpeta pudiera penetrar el agua en el interior de la sección estructural, formada generalmente por materiales térreos que, de ser susceptibles, disminuirán su resistencia, creándose un efecto de cascada que llevará a una falla generalizada de la mencionada sección estructural. Téngase en cuenta que en un pavimento asfáltico la capa superior (carpeta asfáltica) es la más rígida del conjunto de la sección estructural. Naturalmente, una manera de defender la carpeta asfáltica del agrietamiento producido por el efecto reiterado del tránsito es hacerla con un espesor tal que el esfuerzo aplicado resulte muy pequeño en comparación con la resistencia de la capa; es decir, construirla por arriba de lo que se llama el umbral de fatiga, pero ello llevará a la construcción inicial de carpetas de gran espesor. Como se dijo, la falla por fatiga en la carpeta puede combatirse de dos maneras. Primero dando a la carpeta un espesor tal que el esfuerzo aplicado por el tránsito le permita aceptar todas las repeticiones con deformaciones tan pequeñas que no produzcan posibilidades de agrietamiento o de deformación acumulativa y, segundo, apoyando esa carpeta en otras capas suficientemente resistentes y poco deformables como para lograr el mismo efecto. Estas capas de apoyo de la carpeta están formadas por materiales térreos (a veces inclusive estabilizados con cemento u otros materiales), que, si han de

cumplir a conciencia su cometido, deberán ser resistentes y poco deformables, en relación a los niveles de esfuerzos que le vayan correspondiendo según su profundidad relativa; también deberán ser poco susceptibles a la acción del agua, a fin de poder mantener con el tiempo esas cualidades iniciales. Evidentemente estos materiales térreos resultan más baratos que las carpetas, de manera que suele resultar más conveniente que la sección estructural de los pavimentos tenga la suficiente resistencia y deformabilidad relativas como para poder funcionar satisfactoriamente aún con carpetas más delgadas, pero obviamente convenientes. De esta manera se logrará también una sección estructural, carpeta incluida, que pueda crecer hacia arriba en forma económica y racional, si el camino ve acrecentado el tránsito circulante, lográndose secciones estructurales en las que todo lo antes hecho sea todo aprovechable y el refuerzo necesario por el crecimiento del tránsito, sea una adición sencilla (sobrecarpeta) que no exija acciones en profundidad, siempre mucho más costosas.

Las ideas anteriores llevan a un cambio conceptual de fundamental importancia en la filosofía del diseño y la construcción de los pavimentos en el México actual.

En el pasado el riesgo de falla se repartía de manera que fuera “mínimo” en la superficie de rodamiento y, cuando mucho, también en las capas subyacentes a la carpeta asfáltica en las profundidades más someras (base del pavimento), pero se aceptaba una rápida disminución en la calidad de las capas inferiores (subbases y cuerpo de terracerías, pues en aquellas épocas era raro el empleo de subrasantes como capa de transición antes de la terracería propiamente dicha), a las que los vehículos de entonces enviaban ya esfuerzos relativamente pequeños.

Hoy sin embargo se impone un criterio de diseño radicalmente diferente, en el cual el riesgo mínimo se produzca en las capas inferiores a las que los vehículos actuales alcanzan a enviar esfuerzos que, aunque decrecientes con la profundidad, aún son claramente notables hasta profundidades que pueden llegar al orden de un metro. Si sobre una terracería razonablemente buena se van

colocando una capa de subrasante apropiada y sobre ella una subbase y una base de calidades crecientes y francamente capaces de soportar los esfuerzos que les lleguen, tanto en resistencia como en posibilidades de deformación, una carpeta asfáltica siempre costosa de espesor razonable podrá soportar los embates del tránsito del momento, con cierto margen de previsión. Cuando el tránsito crezca, en número y peso, tal como parece que ha de suceder en las carreteras mexicanas, esa sección estructural podrá reforzarse simplemente por adiciones sucesivas en la superficie del pavimento, sin necesidad de incurrir en mucho más costosas operaciones en las profundidades de la sección estructural que, de no hacerse, conducirán a un rápido agrietamiento y deformación excesiva al añadido superior que se haya colocado y a la continua necesidad de reiterar las operaciones de refuerzo una y otra vez, para verlas destruirse en muy cortos lapsos o a padecer, como alternativa una carretera en mal estado superficial permanente, con lo que ello significa en los costos de operación del transporte, de costo relativo muy superior al costo de construcción, a lo largo del tiempo.

De esta manera una política racional de diseño en el México actual debe llevar a secciones estructurales de suficiente calidad como para que las acciones de conservación asociadas al crecimiento del tránsito consistan en simples y mucho más económicos refuerzos en la superficie, sin necesidad de realizar auténticas reconstrucciones de las secciones estructurales o de tenerse que resignar a una carretera en la que, a despecho de que hayan de realizarse reencarpetados frecuentes, se encuentren siempre en malas condiciones de rodamiento, con una repercusión muy desfavorable en los continuos y enormes costos de operación vehicular.

Debe señalarse que la actual tecnología de pavimentos permite cuantificar todas las magnitudes que se han mencionado en este análisis conceptual, permitiendo llegar a diversas alternativas que garanticen tanto distintos niveles de calidad de rodamiento, como diferentes tiempos en que la calidad inicial seleccionada llegue a la calidad mínima que se considere apropiada para una carretera particular,

según su importancia, la que al ser alcanzada exija una nueva acción de refuerzo superficial.

También debe decirse que ciertas intensidades de tránsito producen en la carretera efectos tan importantes que debe dudarse la posibilidad de resolver el problema de alcanzar una calidad de rodamiento adecuada dentro de expectativas económicas razonables, a base de la utilización de pavimentos asfálticos formados por materiales naturales térreos. En este caso se abre el horizonte para la utilización de capas especialmente reforzadas dentro de la sección estructural, a base del empleo de suelo-cemento, suelo-asfalto, estabilizaciones mecánicas con mezclas de materiales u otros sistemas. En el caso de tránsitos realmente importantes, estos sistemas pueden también resultar insuficientes, abriéndose el panorama a los pavimentos de concreto, que convenientemente diseñados ofrecen soluciones que garantizan una condición de tránsito adecuada durante periodos de tiempo sumamente largos. Este último tipo de soluciones ha sido poco empleado en México, entre otras cosas porque los niveles de ocupación que los requieren se han presentado muy especialmente en tiempos recientes, pero no cabe duda de que el México actual requiere ya su empleo en algunas carreteras y que este requerimiento aumentará indefectiblemente en los años por venir. En cualquier caso, esta es una opción de diseño que convendrá explorar en muchas reconstrucciones y nuevas carreteras del futuro próximo y, en algunos casos, inclusive del presente. No debe permitirse que consideraciones de costo inicial de construcción desvíen el criterio de los proyectistas del manejo de estas opciones en el análisis de sus proyectos.

4.- Consideraciones sobre los Materiales Frecuentemente Utilizados en las Secciones Estructurales de Carreteras en Pavimento Asfáltico.

Al igual que en la casi totalidad de las aplicaciones de la Mecánica de Suelos, los materiales de esa naturaleza que se utilizan en la construcción de pavimentos, son de dos tipos claramente diferenciados. Los que se denominan materiales gruesos (arenas, gravas, fragmentos de roca, etc.) constituyen un primer grupo, siendo el segundo el formado por los suelos finos, cuyo arquetipo son los materiales arcillosos.

Es bien conocida la gran diferencia que en comportamiento tienen ambos grupos de suelos, debido al mismo origen de los miembros de cada grupo. Dando atención únicamente a las características de resistencia y de deformación, se sabe que la diferencia de comportamiento entre los suelos gruesos y finos no es de carácter cuantitativo, sino que esas diferencias son de orden cualitativo, en el sentido de que las manifestaciones de esas propiedades en el comportamiento ingenieril no son de grado, sino de la naturaleza misma de los mecanismos íntimos operantes. También es cierto que en un plano más profundo de análisis, esos mecanismos últimos tienden a acercarse mucho entre los dos grupos de suelos; por ejemplo, una muy amplia corriente de opinión en la Mecánica de Suelos actual, tiende a explicar la generación de resistencia al esfuerzo cortante, de ambos grupos de suelos, con base en los conocimientos fundamentales que se tienen sobre fricción mecánica y, análogamente, muchas de las ideas en torno a la deformabilidad de los materiales térreos pueden conceptualizarse de una manera muy análoga en los suelos gruesos y en los suelos finos.

Independientemente de consideraciones teóricas que no pueden discutirse en este escrito, no puede dudarse que a nivel fenomenológico, es decir, tal como se manifiestan las cosas a los ingenieros civiles en sus obras, los mecanismos de la resistencia y de la deformación y la manera en que se desarrollan ambas cosas presentan diferencias que ameritan una mención por separado.

Es bien sabido también que muchas de estas diferencias en el terreno fenomenológico ocurren por la naturaleza y la estructura íntima que adoptan las partículas individuales o sus grumos, en el caso de los suelos finos, que forman agrupaciones compactas y bien familiares, en el caso de los suelos gruesos, pero que adoptan formas sumamente vaporosas con grandes volúmenes de vacíos y ligas poco familiares en el caso de los finos.

En los suelos gruesos tales como las arenas y las gravas, la deformación del conjunto por efecto de cargas externas sólo puede tener lugar o por acomodo brusco de partículas menores en los huecos que entre sí dejen las mayores, o por ruptura y molienda de las partículas. La expansión de suelos gruesos, es un fenómeno que para efectos prácticos no tiene presencia en la tecnología de carreteras. La estabilidad de las estructuras de los suelos gruesos ante la presencia del agua es grande, si se prescinde de la posibilidad de arrastres internos de partículas menores por efecto de agua circulante en el interior de los suelos, efecto que también es relativamente poco común en las carreteras. Como consecuencia, si el suelo grueso está constituido por partículas mineralógicamente sanas, su resistencia al esfuerzo cortante, que está basada en mecanismos de fricción interna entre los granos o en la resistencia que oponen esos mismos granos a deslizarse o moverse unos con respecto a otros, es grande relativamente hablando y depende de la fricción interna entre los granos y de su propia dureza, que los ponga a cubierto de rupturas. Durante cualquier sollicitación existe el hecho fundamental de que cuanto mayor presión ejerzan sobre el conjunto de granos las cargas exteriores, la resistencia del conjunto crece, tal como ordenan las leyes de la fricción. Evidentemente, cualquier aumento en la compacidad del conjunto trae consigo un aumento en su propia resistencia intrínseca y al reacomodo. Caso de llegarse a producir algún deslizamiento o reacomodo entre partículas, debido a altos esfuerzos, la deformación correspondiente es siempre de magnitud relativamente pequeña. Se insiste en que cualquier masa de esta naturaleza bien compactada, adquiere características de resistencia y difícil deformabilidad que

son además muy permanentes en el tiempo y especialmente muy poco dependientes del contenido de agua que el conjunto tenga o adquiera. Todas estas características son muy favorables para lo que el ingeniero desea que ocurra en la sección estructural de una carretera. Con estos suelos es fácil alcanzar una resistencia suficiente y una deformabilidad muy aceptable, recurriendo especialmente a técnicas de compactación bien conocidas y esas características son relativamente muy poco variables en el tiempo.

Se sabe también que el panorama es harto diferente en el caso de los suelos finos arcillosos. Ahora la tendencia a adoptar estructuras internas abiertas, con alto volumen de vacíos, hace que estos suelos tengan una capacidad de deformación mucho más alta. Si los suelos finos están saturados de agua, al ser objeto de presión son proclives al fenómeno de consolidación que induce al agua oprimida a salir del conjunto, produciéndose una reducción de volumen general que comprime la estructura del suelo en forma frecuentemente muy importante, dando lugar a deformaciones del conjunto que pueden llegar a ser muy grandes. En los suelos finos parcialmente saturados, la presión externa produce deformaciones que disminuyen los huecos, comunican presión al agua interior y, a fin de cuentas, movilizan también esa agua hacia el exterior, con el resultado de dar lugar a deformaciones volumétricas grandes. Las estructuras precomprimidas, al cesar la presión externa y absorber agua, tienden a disipar los estados de tensión superficial actuantes entre el agua que ocupaba parcialmente los vacíos y las partículas cristalinas del suelo, liberando energía que permite que la estructura sólida precomprimida se expanda, de manera que los suelos arcillosos son muy proclives a la compresión bajo cargas o a la expansión, cuando al cesar la acción de cualquier carga anterior, se produce la liberación de sus esfuerzos y actúa la succión interior de cualquier agua externa. En cualquier caso la estabilidad volumétrica de los suelos finos está amenazada y pueden ocurrir en ellos deformaciones volumétricas muy importantes. De compresión, a expensas de su gran volumen de vacíos y de la salida de agua interna por efecto de las cargas

exteriores o de expansión, a causa de la succión interna que se produce cuando se expande la estructura sólida, absorbiendo agua exterior.

La magnitud de estos fenómenos (compresión de la estructura bajo carga externa o expansión de una estructura precomprimida por liberación de presión externa y absorción de agua), depende de la naturaleza del suelo arcilloso. Hay arcillas como la bentonita o la montmorilonita, mucho más activas en estos procesos que otras, como, por ejemplo, la caolinita. Este cambio en la naturaleza físico-química y mineralógica influye en el comportamiento de interrelación de las partículas y los grumos, que se traduce en diferencias muy importantes en la relación de vacíos o vaporosidad de su estructura interna. Si unas arcillas pueden tener una relación de vacíos de 3 ó 4 (volumen de vacíos 3 ó 4 veces más grande que el volumen de los sólidos), otras pueden llegar a relaciones de vacíos del doble o aún más, lo cual se va a traducir en una capacidad de deformación volumétrica mucho mayor. Por conocidas razones constructivas, las arcillas se disponen en los suelos que se utilizan en las carreteras, tras procesos de compactación, lo que hace que estén precomprimidas, por lo que son especialmente proclives inicialmente a procesos de succión de agua externa y/o expansión, tanto mayores cuanto más intensa haya sido la compactación con que se colocaron.

Obviamente, un cierto grado de compactación inicial es necesario, pero siempre ocurrirá que cuanto mayor sea ese proceso inicial, mayor será el potencial de succión comunicado y, por ende, también será mayor el potencial de expansión adquirido con absorción de agua, el cual al desarrollarse producirá un suelo, a su vez, muy proclive a la deformación por compresión de cualquier nueva carga actuante, produciéndose un "efecto de acordeón", cuyas consecuencias son obvias en la carretera. Estas consideraciones hacen ver lo delicado que ha de ser el proceso de compactación de suelos finos en la carretera. Si no se alcanzan en principio condiciones adecuadas, la carretera será inestable, pero si la compactación se extrema por arriba de un límite, la carretera llegará a ser

inestable con el tiempo, siempre que los materiales puedan tener contacto con agua libre exterior.

Obviamente las consideraciones anteriores conducen a la conclusión de que los suelos arcillosos son indeseables en el cuerpo general de las carreteras y, desde luego, en cualquier capa de la sección estructural de sus pavimentos. Sin embargo, razones constructivas obvias y razones económicas obligan a una cierta presencia de los suelos finos, si bien sus mecanismos de funcionamiento obligan también a que la presencia de los suelos finos sea mínima y cuidadosamente tratada.

En efecto, el material que se desea para construir carreteras está constituido por suelos gruesos, pero resultaría antieconómico e innecesario con el actual estado de la técnica, eliminar por completo a los suelos finos. Siempre habrá que coexistir con un cierto volumen de éstos. También es evidente que cuanto más abajo aparezcan los suelos finos, recibirán esfuerzos de menor cuantía provenientes del tránsito, de manera que su presencia irá siendo menos nociva. Por ello, la tecnología tradicional exige el uso de suelos gruesos casi puros en las bases y subbases de pavimento y va aceptando contenidos crecientes de suelos finos en subrasantes y terracerías.

La cantidad de suelos finos que pueden contener las capas que han de estar constituidas por suelos gruesos depende de la contaminación y naturaleza de los bancos de materiales de donde se extraigan estos suelos y de los tratamientos a que se sujeten. Probablemente no es posible, por razones económicas, eliminar del todo la presencia de suelos finos en ninguna capa de la sección estructural de una carretera, pero debe tenerse muy en cuenta que la Mecánica de Suelos actual indica que contenidos relativamente muy pequeños de arcilla formando parte de una matriz de suelo grueso bastan para dar a esa matriz un comportamiento indeseable, haciéndola compresible y expansiva. Este límite en el contenido arcilloso depende de la actividad de la arcilla.

El tipo de análisis que las tecnologías actuales exigen para determinar la actividad de los suelos arcillosos hace prácticamente imposible el investigar la naturaleza de los finos dentro del proceso industrial de construcción de una carretera típica, por lo que el contenido de finos suele controlarse cuidando el porcentaje de partículas menores que la malla 200, dentro de las matrices de suelo grueso.

La investigación disponible, desarrollada dentro de la tecnología de la Mecánica de Suelos hace ver (Ver por ejemplo: la Ref. No. 1) las grandes diferencias que la inclusión de finos arcillosos producen en una matriz de gravas del tipo generalmente utilizado en bases y subbases de pavimentos asfálticos, según sea la actividad y la naturaleza de las arcillas incorporadas, pero, a la vez, indica también que contenidos de finos por abajo del 10% del total no tienen una influencia determinante en la resistencia y en la deformabilidad del conjunto, que mantiene un comportamiento que básicamente puede considerarse como el de un suelo grueso. Contenidos por arriba de ese valor van dando al suelo un comportamiento notablemente indeseable, de manera que contenidos de materiales arcillosos en el orden del 12% ya inducen un comportamiento que corresponde claramente a un suelo fino.

Por lo anterior, debe considerarse necesario que el contenido de materiales finos de cualquier matriz de suelo grueso que se utilice en las capas superiores (bases y subbases), no exceda de un 10% de partículas menores que la malla 200 y este valor debe reducirse a la mitad en la matriz que se utilice para la formación de carpetas asfálticas. Contenidos de finos superiores a estos límites deben considerarse de alta peligrosidad en una carretera moderna y valores que excedan con un 12% de finos en las bases y subbases deben considerarse como indicativos de un comportamiento absolutamente indeseable. Los números anteriores se refieren, se insiste, al contenido de partículas menores que el tamaño de la malla 200 (0.074 mm) y debe tenerse en cuenta que probablemente no menos de un 4% ó 5% de las partículas abajo de ese límite los va a aportar la

propia fracción gruesa, durante los procesos usuales de trituración que han de emplearse dentro del proceso constructivo, hecho que debe reducir correspondientemente los contenidos de materiales puramente arcillosos, ajenos a la naturaleza de los pétreos empleados.

En las subrasantes de carreteras puede ya haber una mayor tolerancia en relación al contenido de materiales menores que la malla 200, aceptándose contenidos menores que el tamaño mencionado del orden de 15% en las carreteras más ocupadas, hasta 25% en aquellas en las que se asegure niveles de ocupación menos exigentes.

En carreteras revestidas, los contenidos de finos idóneos para el revestimiento deben de considerarse en el orden del 15% como máximo, si bien 10% resulta un límite más prudente.

El conocimiento actual de los materiales finos y sus efectos en las secciones estructurales de las carreteras suele también controlarse con la medición de los índices de plasticidad de la fracción menor que la malla No. 40. A este respecto pueden aceptarse valores del límite líquido entre 25 y 30% en bases y subbases, y valores comprendidos entre 30 y 50% en subrasantes. No hay que decir que los valores menores son preferibles y deben utilizarse siempre en las carreteras de mayores índices de ocupación.

En el sentido señalado en los párrafos anteriores actúan las modificaciones recientemente realizadas para las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en las cuales se puede encontrar la puntualización precisa de los valores según los diferentes casos que presenten los procesos constructivos.

Evidentemente, el empleo prudente de los materiales térreos con límites adecuados de un contenido de materiales finos arcillosos, permite el empleo de

estándares de compactación realmente adecuados para dar a las capas de la sección estructural de una carretera actual la consistencia necesaria, de manera que se garantice la permanencia de esas buenas propiedades en el tiempo futuro de utilización. Como ya se señaló, una compactación enérgica, tal como exigen las carreteras modernas, podría resultar altamente contraproducente, de no cuidar en forma adecuada la presencia de suelos finos arcillosos dentro de los suelos empleados en ellas.

5.- Drenaje y Subdrenaje.

De las ideas anteriormente expuestas debe desprenderse la conveniencia de proteger la sección estructural de los pavimentos asfálticos de los efectos del agua exterior que pudiera penetrar en ellas. Este efecto es siempre nocivo por más que se extremen las precauciones para controlar la presencia siempre indeseable de los materiales arcillosos. Reducir la presencia de éstos por abajo de los límites antes someramente expuestos y que se detallan en las actuales especificaciones de construcción puede resultar en muy altos costos de construcción, la manera que suele resultar más conveniente realizar también acciones de protección contra el agua exterior para que una política de eliminación de finos razonable, tal como la que se ha descrito, funcione convenientemente en lo general y añadir acciones especiales de protección contra el agua en aquellos lugares en que las condiciones del flujo interno del agua hagan pensar que el criterio general establecido pueda ser insuficiente. Situaciones de este estilo suelen presentarse en laderas inclinadas en que se efectúen cortes, especialmente en cajón. En estos casos convendrá siempre analizar la posibilidad de efectuar acciones de subdrenaje, que protegen adecuadamente a la sección estructural.

No hay que decir que la protección contra aguas superficiales debe considerarse una labor rutinaria en toda construcción adecuada.

No cabe duda que dentro de la técnica actual escatimar el apoyo de las técnicas de subdrenaje donde resulte conveniente es siempre un criterio inadecuado.

6.- Comentario Final.

Debe reconocerse que el problema del diseño de los pavimentos flexibles no está hoy teóricamente resuelto de manera satisfactoria. Sin ignorar algunos meritorios esfuerzos del pasado y algunos esperanzadores trabajos que se encuentran en plena realización en el presente, parece que la afirmación anterior es justa.

En las tecnologías de la ingeniería civil, la falta de desarrollos teóricos confiables ha de suplirse en dos ámbitos distintos: la experimentación en el laboratorio y la instrumentación de prototipos para obtener directamente normas de comportamiento. Ambos procedimientos de adquisición de información válida son ampliamente utilizados en la actualidad, tanto en México como en el resto del mundo. Ambos han rendido frutos satisfactorios, pero están sujetos a la compleja problemática del comportamiento de los pavimentos, dependiente de un número de factores particulares de cada caso, todos muy influyentes, de carácter climático, de naturaleza de materiales, de topografía, de geología, de carácter del tránsito, etc., y están sujetos también al hecho básico de la carencia de un esquema teórico que permita considerar ordenadamente todos esos factores.

La información experimental obtenida hasta la fecha se ha utilizado fundamentalmente de tres formas. Se obtienen parámetros de comportamiento de los materiales, que introducidos en alguna relación previamente obtenida, que a su vez contenga alguna ecuación, permitan efectuar cálculos útiles para resolución de una pregunta específica. Una segunda utilización estriba en ir obteniendo un sentimiento experimental variado en relación a los fenómenos estudiados, con la finalidad de ir obteniendo conclusiones de carácter cada vez más general. Existe además una tercera manera de utilizar la información generada en el laboratorio,

que es particularmente frecuente en la actual tecnología de pavimentos. Se trata de correlacionar la respuesta experimental de un material manipulado de una cierta manera con una tecnología de laboratorio, con el comportamiento observado de estructuras construidas en las obras reales, de manera que un cierto valor específico obtenido al aplicar la tecnología de laboratorio se pretende relacionar con un cierto nivel de comportamiento de una obra o parte de ella en el campo de la realidad, tratando inclusive de establecer correspondencia entre la escala de esos valores en el laboratorio y en la obra.

Un ejemplo de este proceder se tiene, en el caso de la prueba de Valor Relativo de Soporte, en la que una maniobra especial de penetración ejecutada en el laboratorio por un pistón presionado contra una muestra de suelo, se correlaciona con el futuro comportamiento de una capa de ese mismo suelo dispuesta en una carretera. Correlaciones de este mismo estilo se tienen en la utilización del estabilómetro de Hveem, de ciertas modalidades de pruebas triaxiales, etc.

En otros casos la correlación entre la manipulación de laboratorio y el comportamiento del material se refiere a otros aspectos; por ejemplo en las pruebas del índice de plasticidad (límite líquido, límite plástico) se correlaciona la correspondiente manipulación de laboratorio con propiedades de comportamiento más generales, como la compresibilidad u otras.

El éxito de este tipo de correlaciones ha sido muy variable y a veces no se ve reflejado por la utilización que los ingenieros hacen de ellas; por ejemplo, es bien sabido que en el caso de los suelos finos o relativamente finos, transportadas las correlaciones generales de comportamiento que se obtienen de las mediciones de índices de plasticidad son sumamente concordantes con la realidad observada en las obras, en lo general, pero se sabe también que la muy utilizada prueba de valor relativo de soporte tiene correlaciones con el comportamiento real de los materiales muchísimo menos seguras y más influenciadas por factores circunstanciales de cada caso particular.

No hay que decir que una justificación adecuada de las posibilidades de las técnicas experimentales utilizadas en el diseño y en la construcción de pavimentos es esencial, por más que rebase las intenciones y posibilidades de este trabajo.

Debe mencionarse también que en este momento existe a nivel mundial una profunda preocupación, que se está traduciendo en esfuerzos concertados de investigación internacional, a todo lo cual México no es indiferente, por encontrar tecnologías de laboratorio que traten de informar sobre el comportamiento de los materiales en relación directa a propiedades fundamentales o a circunstancias específicas que afectan a los pavimentos reales, yendo más allá de tratar de conocer el comportamiento estructural con base en una correlación con manipulación de naturaleza diferente, intrínsecamente hablando, que la propiedad que se desea medir. Estos esfuerzos están haciendo aparecer tecnologías de laboratorio generadas por procedimientos más razonables, pero aún no del todo confrontados con la realidad de las obras, por lo que es difícil justipreciar cual va a ser el nivel de su éxito. Lo que parece fuera de duda es que se observa una inquietud de los investigadores en el campo de los pavimentos, que produce una actividad creciente que no dejará de generar resultados favorables.

II.- SEGUNDA PARTE. DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS USUALES DE DISEÑO.

1.- Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Desde hace aproximadamente tres décadas, los proyectistas de carreteras han contado en México con un método de diseño para pavimentos desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, a petición de la entonces Secretaría de Obras Públicas, luego SAHOP y ahora SCT. Este método partió del análisis de datos experimentales en tramos de prueba, en carreteras en servicio, de investigación teórica y de experimentación en laboratorio en la pista circular de pruebas, que influyó más recientemente en sucesivos perfeccionamientos. Actualmente el método está preparado para ser manejado con la ayuda de gráficas, con calculadoras programables o con la ayuda del cómputo. El conjunto del trabajo de años del Instituto de ingeniería de la UNAM se encuentra en la publicación No. 444 de dicha institución que data de 1981, pero en estas páginas sólo se hará una breve glosa de la metodología de trabajo, correspondiente a la utilización de gráficos, nomogramas y ecuaciones de diseño.

Este método considera como datos de entrada básicos el tipo de carretera, el número de carriles, la vida de proyecto, el tránsito diario promedio anual (TDPA), tasa de crecimiento y variables adicionales sobre características del terreno y materiales, así como de climas, nivel freático y precipitación pluvial. Como guía para el proyectista, se recomienda la estimación de un Valor Relativo de Soporte crítico

(\widehat{VRS}) para las condiciones previamente dadas (Tabla 1.1).

Tabla 1.1. VALOR RELATIVO DE SOPORTE CRÍTICO ESTIMADO PARA EL DE PAVIMENTOS, PARA SUBRASANTES COMPACTADAS 95% DEL VOLUMÉTRICO SECO MÁXIMO PROCTOR.

Profundidad del nivel freático con relación al nivel de la capa considerada**, en m	\widehat{VRS}_z , en porcentaje, mínimo probable***					
	Arena no plástica	Arcilla arenosa IP = 10	Arcilla arenosa IP = 20	Arcilla limosa IP = 30	Arcilla activa IP \geq 40	Limo
0.6	8-10	5-6	4-5	3-4	2-3	1
1.0	25	6-8	5-6	4-5	3-4	2-3
1.5	25	8-10	6-8	5-6	3-4	
2.0	25	8-10	7-9	5-6	3-4	
2.5	25	8-10	8-10	6-8	4-5	
3.0	25	25	8-10	7-9	4-5	Se requieren
3.5	25	25	8-10	8-10	4-5	pruebas de
5.0	25	25	8-10	8-10	5-6	laboratorio
7.0	25	25	8-10	8-10	7-9	

* Adaptación de la tabla 2 de "Road Note 31", tercera edición, Transport and Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1977 (ref 8).

** De acuerdo con la variación estacional debe elegirse el nivel freático más alto.

*** Esta tabla se incluye únicamente con carácter cualitativo, y se refiere a \widehat{VRS}_z mínimos. En todos los casos se deben de realizar pruebas de campo y ensayos de laboratorio para estimar el valor de diseño. El mínimo probable corresponde al caso de subrasantes colocadas bajo pavimentos impermeables.

En esta tabla se muestran valores estimados de \widehat{VRS} exclusivamente para materiales de subrasante, dependiendo de algunos tipos de materiales, sus índices plásticos y diferentes profundidades del nivel freático.

Se requieren adicionalmente pruebas de laboratorio confiables, para una mejor comprensión del comportamiento de las terracerías y demás capas a diseñar, debiendo realizarse para cada material propuesto y disponible, pruebas con tres diferentes energías de compactación; esto es, baja (AASHTO estándar) compactación intermedia y alta energía (AASHTO modificada).

Encontrando la humedad óptima y teniendo normado el porcentaje de compactación que se especifique en el proyecto y dependiendo del control de la construcción, se indicará un rango de variación de humedad respecto al óptimo. Paralelamente el laboratorio deberá reportar los valores de resistencia en VRS para cada tipo de material a utilizar.

Con el conjunto anterior, se encontrará una zona que reflejará las condiciones esperadas para la subrasante, encontrándose, en función de la humedad crítica esperada, el valor crítico de \widehat{VRS} de diseño (ver Figura 1.1).

En función del \widehat{VRS} crítico obtenido para la subrasante, por experiencia se asignará un valor menor para el cuerpo del terraplén, del orden del 60% obtenido para la subrasante.

Para obtener el \widehat{VRS} crítico de las capas restantes, ésta es la subbase y base, el método emplea la siguiente ecuación, en donde interviene un coeficiente de variación estimado (v) entre 0.2 y 0.3, debido a cambios posibles del material, procedimiento constructivo, etc. Lo anterior, siempre tenderá a disminuir el VRS de campo promedio, que como ya se dijo cubrirá incertidumbres tanto de la prueba de valor relativo de soporte como de los materiales, redundando en lo que se conoce como factor de seguridad.

$$\widehat{VRS} = \overline{VRS} (1-0.84v)$$

El segundo paso contemplado en el método, consiste en la información y procesamiento de los datos del tránsito, partiendo del TDPA inicial, su tasa de crecimiento en porcentaje anual y la composición vehicular detallada, considerando desde los automóviles y vehículos ligeros hasta los vehículos más pesados de carga. Se hace notar que el método contempla en este análisis los porcentajes de vehículos pesados, tanto cargados con carga legal, como totalmente vacíos (Tabla 1.2).

Tabla 1.2. EJEMPLO DE COMPOSICIÓN VEHICULAR CON PORCENTAJES DE CARGADOS Y VACÍOS.

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION	PROPORCION	
		CARGADOS	VACIOS
Automóviles			
Camiones ligeros (A 2)			
Autobuses (B2)			
Camiones de dos ejes (C2)			
Camiones de tres ejes (C3)			
Tractores con semirremolque (T2-S1)			
Tractores con semirremolque (T2-S2)			

Para el análisis del tránsito equivalente acumulado ($\sum L$), el método inicia el cálculo de los coeficientes de daño a diferentes profundidades de la estructura del pavimento, lo cual podrá procesarse con el empleo de las tablas del Apéndice E del método de diseño original del Instituto de Ingeniería, reporte No. 444 o con la ecuación general No. 1.1 incluida en este trabajo. Se deberá calcular el coeficiente de daño de cada vehículo tanto en condiciones de carga reglamentada y vacíos, para profundidades de $Z = 0$ cm para obtener los ejes equivalentes en carpeta y base, y $Z = 30$ cm para el resto de la sección.

$$\log d_i = \frac{\log \sigma_{z(i)} - \log \sigma_{z(eq)}}{\log A} = \frac{\log(pF_{z(i)}) - \log(5.8F_z)}{\log A} \quad (1.1)$$

Donde:

- d_i = Coeficiente de daño equivalente en la capa i.
- σ_z = Esfuerzo a la profundidad z, en Kg/cm^2 .
- p = Peso del eje, en Kg.
- F_z = Coeficiente de influencia de Boussinesq a la profundidad z.
- A = Constante experimental.
- z = Profundidad en cm.
- 5.8 = Presión de contacto de la llanta en Kg/cm^2 .

Al obtenerse los coeficientes de daño para todos y cada uno de los vehículos vacíos y cargados a las profundidades $Z = 0$ y $Z = 30$, el proyectista deberá multiplicar éstos por la composición del tránsito en porcentaje. Con ello se obtendrá el Número de ejes equivalentes para cada vehículo y para cada profundidad. Al efectuar la sumatoria de tales valores en el carril de proyecto por el coeficiente de acumulación del tránsito C_T (Ecuación 1.2) y por el valor de TDPA inicial, se obtendrá el tránsito equivalente acumulado ΣL para las capas de carpeta y base, y subbase y terracerías respectivamente (Figura 1.2).

$$C_T = 365 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1} = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] \quad (1.2)$$

Donde:

- C_T = Coeficiente de acumulación del tránsito.
- n = Años de servicio.
- r = Tasa de crecimiento anual.

Finalmente el método presenta un procedimiento sencillo para obtener los espesores equivalentes de diseño de la sección estructural del pavimento, procedimiento que incluye varios nomogramas que están en función del nivel de confianza Q_u que se elija, el Valor Relativo de Soporte Crítico de cada capa y el tránsito equivalente acumulado en ejes sencillos de 8.2 ton en el carril de proyecto, Figuras 1.3 y 1.4.

Con los nomogramas citados, el proyectista podrá obtener los espesores equivalentes para cada capa a las profundidades Z_N , tomando en cuenta coeficientes de resistencia estructural recomendados a_i , que considera 1 cm de asfalto equivalente a 2 cm de grava.

$a_1D_1 =$ carpeta, D_1 espesor en cm, a_1 coeficiente equivalencia

$a_2D_2 =$ base, D_2 espesor en cm, a_2 coeficiente equivalencia

$a_nD_n =$ capa n, D_n espesor en cm, a_n coeficiente equivalencia

Con lo anterior, el proyectista estará en posibilidades de determinar el espesor final de cada capa de la sección estructural del pavimento diseñado, interviniendo para ello los diferentes criterios que adopte para una mejor estructuración de la sección carretera, tomando en cuenta ciertos arreglos de capas, ciertas clases de materiales y mínimos espesores que se tienen especificados por la dependencia o autoridad responsable.

Es importante hacer notar que para complementar la información proporcionada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, sobre los coeficientes de daño incluidos en el apéndice E, el lector de este trabajo podrá consultar la información proporcionada por el Instituto Mexicano del Transporte en su Publicación Técnica No. 5, donde se trata con detalle el Análisis de los Coeficientes de Daño Unitarios correspondientes a los vehículos de carga autorizados en la Red Nacional de Carreteras Mexicanas.

En el citado trabajo, se utiliza la metodología original del Instituto de Ingeniería de la UNAM, pero con la diferencia de analizar el daño a los pavimentos hasta 120 cm de profundidad, lo que cubre la gran mayoría de los pavimentos de la red federal.

Se analizan 15 diferentes vehículos de carga, proporcionando sus coeficientes de daño desde una profundidad de $Z = 0$, $Z = 15$, $Z = 30$, $Z = 60$, $Z = 80$, $Z = 100$ y hasta llegar a $Z = 120$ cm, para ver el daño en las capas inferiores de la sección estructural de un pavimento flexible, llegando hasta el cuerpo del terraplén. Además se reporta el coeficiente de daño “unitario” ponderado por carga útil, lo que auxiliará al proyectista para determinar el daño preciso en cualquier profundidad y para cualquier valor de carga; esto es, vacío, parcialmente cargado y cargado totalmente con la máxima carga legal permitida y aún los casos de vehículos con sobrecarga.

Para lograr el detalle anterior y una mayor precisión en el cálculo hasta obtener los ejes totales equivalentes, el usuario tendrá que ampliar su tabla de cálculo sugerida por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (reporte No. 444), adicionando columnas y renglones para cada tipo de vehículo; columnas para más valores de profundidad $Z = n$ y renglones para incluir y analizar el daño producido cuando los vehículos circulan parcialmente cargados y cuando operan sobrecargados.

Se hace mención que el propio Instituto Mexicano del Transporte, desde 1991, dispone de la estadística detallada de aforos reales y actuales hechos en la red, resultados que han sido plasmados en los Estudios correspondientes de Pesos y Dimensiones. Ver Ref. Nos. 4, 5, 6 y 7.

Figura 1.1 EJEMPLO RELACIONES PESO VOLUMÉTRICO SECO - CONTENIDO DE AGUA - VRS, PARA UN SUELO ARCILLOSO.

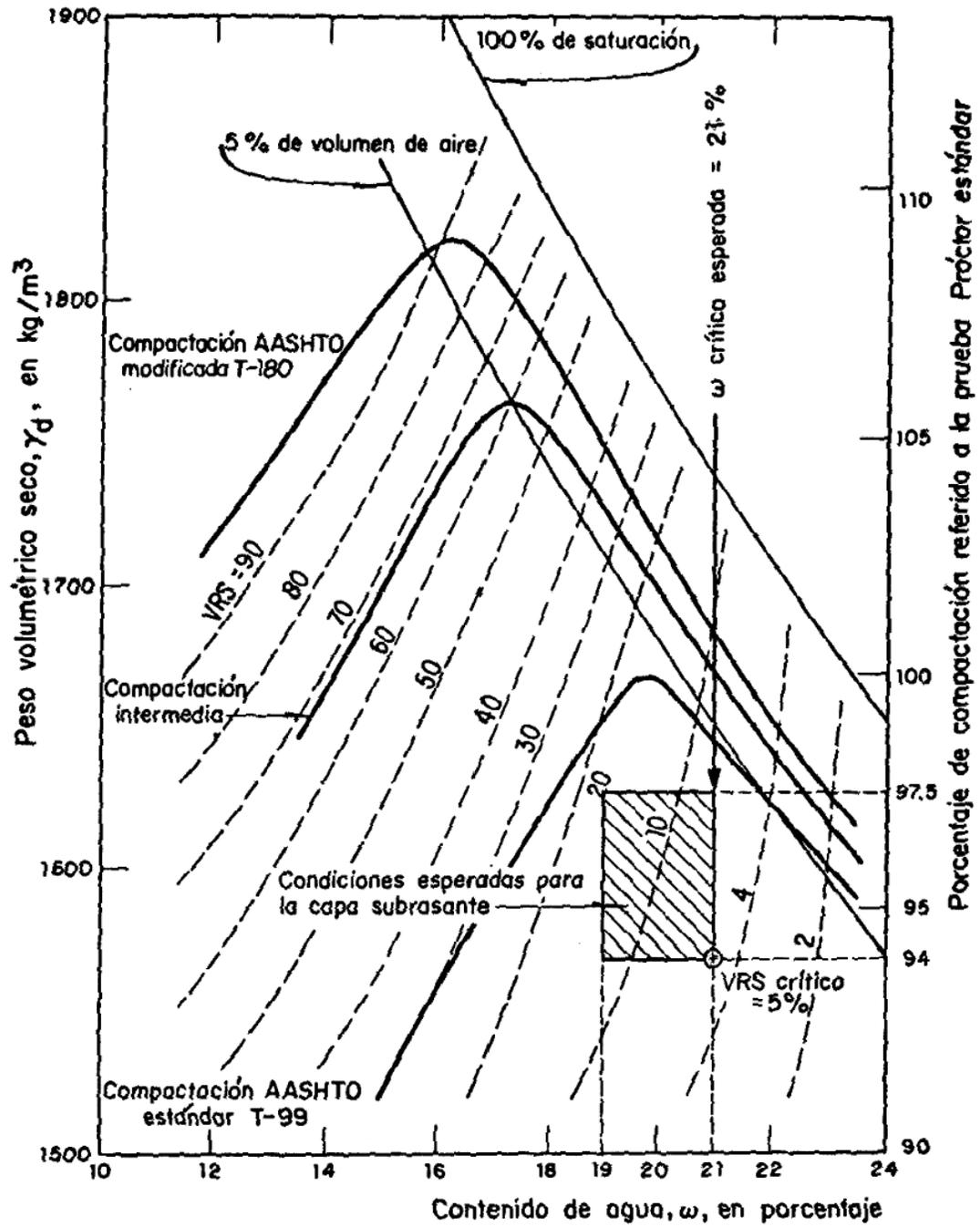


Figura 1.2 CÁLCULO DEL TRÁNSITO EQUIVALENTE ACUMULADO (ΣL).

CARRETERA: _____ HOJA: /

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS	COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
				CARPETA Y BASE Z ²	SUB-BASE Y TERRACERIAS Z ²	CARPETA Y BASE	SUB-BASE Y TERRACERIAS
	(1)	(2)	(3) = (1) x (2)	(4)	(5)	(6) = (3) x (4)	(7) = (3) x (5)
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
SUMAS	1.000	—	1.000				
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$							
n = AÑOS DE SERVICIO =							
T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = %							
TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL =							
EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO							
TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO							
C-T							
$\Sigma L = (8) \times (9) \times (10)$							

Figura 1.3. GRÁFICA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS CON PAVIMENTO FLEXIBLE.

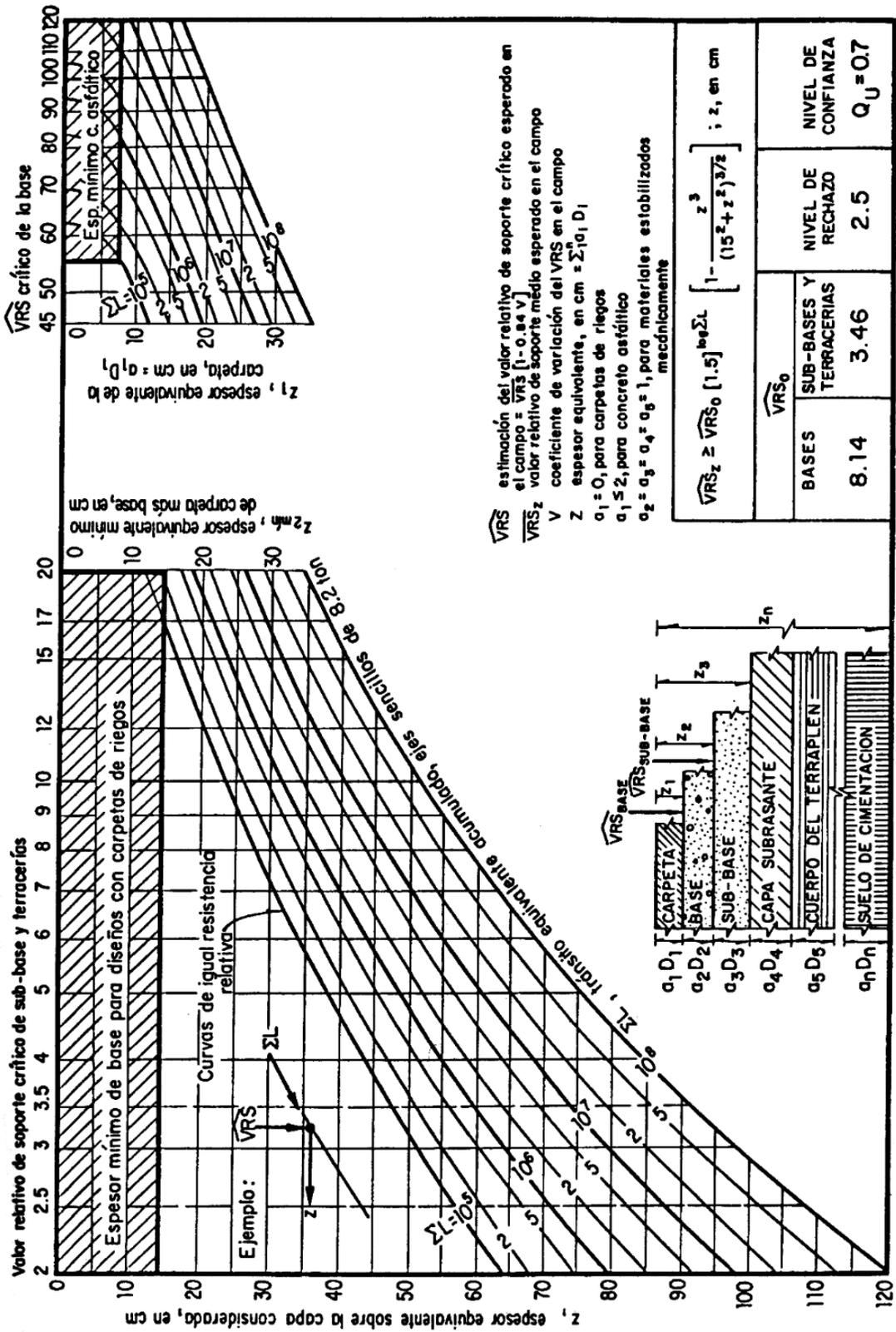
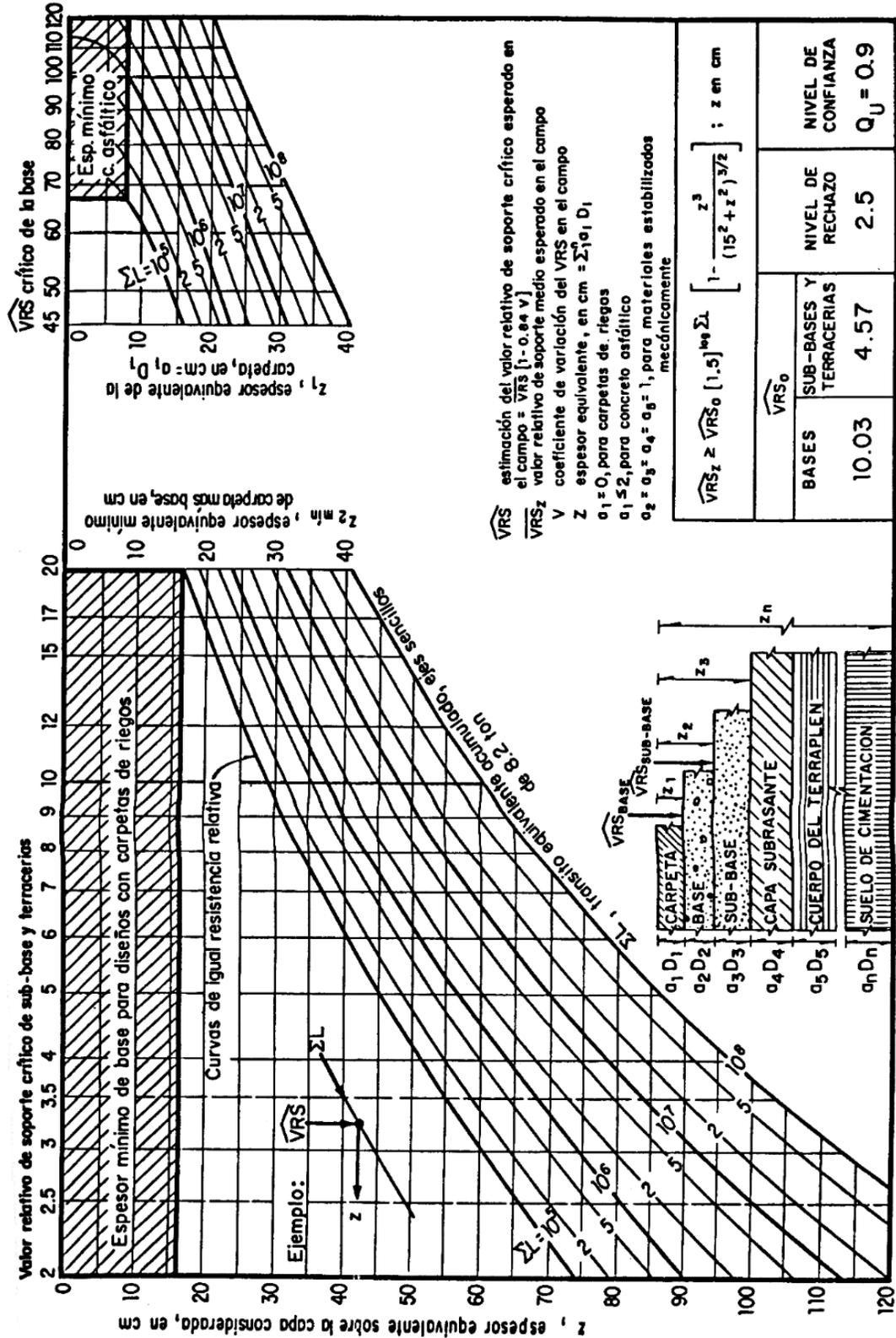


Figura 1.4. GRÁFICA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS CON PAVIMENTO FLEXIBLE.



2.- Método de Diseño Español MOPU - Secciones de Pavimento.

El extinto Ministerio de Obras Públicas de España (MOPU) publicó en mayo de 1989 una Orden donde se aprobó la Instrucción 6.1 y 2-I.C. de la Dirección General de Carreteras, que instruye que para los proyectos de construcción de nuevas carreteras o reconstrucción de las existentes se utilice el “Catálogo de Secciones de Pavimento Flexibles y Rígidos”, haciéndose notar que no aplica para el diseño de refuerzos de pavimentos ni a secciones de pavimentos sobre alguna estructura.

El Catálogo en cuestión se editó en 1990 y continúa vigente a la fecha como un producto del impulso que experimentó España con el Programa de Autovías incluido en el Plan General de Carreteras. La proliferación de proyectos de gran importancia económica, obligó a acelerar la revisión de la normatividad, complementándose la Instrucción vigente de 1986 de una forma integrada, proporcionando a la fecha una amplia gama de soluciones para todas las categorías de tránsito pesado. Se incluyen en la metodología, soluciones de diseños de pavimentos para carreteras, tanto del tipo flexible como del tipo rígido.

El Catálogo considera períodos de diseño o de servicio de 20 años para los pavimentos flexibles y de 30 años para los pavimentos rígidos elaborados con concreto hidráulico. También toma en cuenta la intensidad media diaria de vehículos pesados que se prevea en el carril de proyecto y en el año de la puesta en servicio. Se utilizan para el diseño tres categorías de subrasante, definidas por su mínimo valor relativo de soporte (VRS). En base a las variables anteriores, el Catálogo proporciona 13 alternativas de solución para 5 diferentes tránsitos, 3 categorías de subrasantes y 8 clases de materiales diferentes, para usarse en las capas de la sección estructural de los pavimentos. Todo lo anterior se traduce finalmente en un Catálogo que proporciona al usuario o diseñador un abanico del orden de 500 secciones de pavimento.

2.1.- Tránsito.

Para el diseño de secciones estructurales de los pavimentos flexibles o rígidos, el método español considera exclusivamente los “vehículos pesados”, mismos que define de la siguiente manera:

- Camiones de carga útil superior a 3 Ton, de más de 4 ruedas y sin remolque.
- Camiones con uno o varios remolques.
- Vehículos articulados.
- Vehículos especiales.
- Vehículos de pasajeros con más de 9 plazas.

El Catálogo contempla categorías de tránsito pesado desde el T0 hasta el T4, cubriendo intensidades medias diarias de vehículos pesados entre 50 y más de 2,000 vehículos sobre el carril de diseño. Cuando no se dispone de datos confiables del aforo vehicular, se admite la asignación por carriles siguiente:

- En superficies de rodamiento de dos carriles y doble sentido de circulación, incide sobre cada carril la mitad de los vehículos pesados.
- En superficies de rodamiento de cuatro carriles (dos por sentido de circulación), inciden sobre el exterior todos los vehículos pesados que circulen en el sentido considerado.
- En superficies de rodamiento de tres o más carriles por sentido de circulación, incide sobre el exterior el 85% de los vehículos pesados que circulen en el sentido considerado.

- Para efectos de utilización del presente método, en la Tabla 2.1 se definen cinco categorías de tránsito pesado, en función de la intensidad media diaria de vehículos pesados (IMDp), en el carril de proyecto y en el año de la puesta en servicio.

Tabla 2.1. CATEGORÍAS DE TRÁNSITO PESADO.

Categorías de Tránsito Pesado.	IMDp
T0	Mayor de 2,000
T1	Entre 800 y 2,000
T2	Entre 200 y 800
T3	Entre 50 y 200
T4	Menor de 50

Para el diseño de nuevas construcciones de autopistas y carreteras, recomiendan que en ningún caso la categoría seleccionada sea inferior a T 1, que involucra una IMDp entre 800 y 2,000 vehículos pesados y, cuando se justifique que los ejes de los vehículos pesados estén sobrecargados, se deberá adoptar la categoría inmediata superior.

2.2.- Subrasante.

El Catálogo considera 3 categorías de subrasante, definidas por el índice VRS mínimo; esto es: E 1, entre 5 y 10, E 2, entre 10 y 20 y E 3, para índices mayores de 20 por ciento, determinados por los métodos de ensaye especificados y en las condiciones más desfavorables de humedad y densidad.

Se hace notar que el método no admite subrasantes del tipo E 1 para categorías de tránsito pesado T 0 y T 1 y además para esos casos se recomienda la utilización de

materiales estabilizados con cal o cemento. En la Tabla 2.2, se sugieren algunos materiales utilizables en las subrasantes.

Tabla 2.2. MATERIALES UTILIZABLES EN SUBRASANTES.

Símbolo	Definición del material	Artículo correspondiente del PPTG	Prescripciones complementarias
0	Suelo tolerable	330 Terraplenes	
1	Suelo adecuado	330 Terraplenes	
2	Suelo seleccionado	330 Terraplenes	
3	Suelo seleccionado	330 Terraplenes	VRS \geq 20
T	Material de la zona de transición en pedraplenes	331 Pedraplenes	
S-EST 1	Suelo estabilizado in situ con cemento o con cal	511 Suelos estabilizados in situ con cemento 510 Suelos estabilizados in situ con cal	VRS de la mezcla a los 7 días \geq 5 (cemento o cal \geq 2%).
S-EST 2	Suelo adecuado estabilizado in situ con cemento o con cal	330 Terraplenes 511 Suelos estabilizados in situ con cemento 510 Suelos estabilizados in situ con cal	VRS de la mezcla a los 7 días \geq 10 (cemento o cal \geq 3%).
S-EST 3	Suelo adecuado estabilizado in situ con cemento o con cal	330 Terraplenes 511 Suelos estabilizados in situ con cemento	Resistencia a compresión simple a los 7 días \geq 1.5 Mpa.

2.3.- Materiales para capas superiores.

El Catálogo recomienda que para las categorías de tránsito pesado T 0, T 1 y T 2 (o sea intensidades diarias mayores a 200 vehículos pesados en el carril de diseño) se utilicen exclusivamente mezclas asfálticas en caliente o concreto hidráulico para la superficie de rodamiento. En los casos de tránsitos pesados con categorías T 3 o T 4 (IMDp entre 50 y 200) se permite el empleo de mezclas asfálticas en frío, además de

las mezclas en caliente, pero se restringen los espesores mínimos de la capa citada a 4 y 5 cm. Para la categoría T 4 se permiten 4 cm de mezcla asfáltica sellada con tratamiento superficial.

El Catálogo también cubre brevemente características para los tratamientos superficiales con lechada asfáltica, concreto compactado con rodillos, suelo - cemento, agregados pétreos artificiales o naturales, riego de sello con gravilla, riego de liga y de curado.

Finalmente, se hace notar que el Catálogo proporciona recomendaciones de materiales y de dimensionamiento geométrico para los pavimentos en carreteras, tanto flexibles como rígidos, relativos a espesores, anchos de acotamientos, juntas longitudinales y transversales para la superficie de rodamiento, texturas abiertas o cerradas, drenaje superficial y subdrenaje, etc. Para el caso de pavimentos rígidos, se dan recomendaciones relativas a juntas longitudinales y transversales, involucrando su dimensionamiento, los tipos de material y los pasajuntas.

- En las Tablas 2.3.1 a 2.3.5 se muestra un resumen que involucra los parámetros de entrada y todas las posibles soluciones de las secciones requeridas. Para cada categoría de tránsito pesado (T 0, T 1, T 2, T 3 y T 4) se proporcionan 6 ó 7 soluciones para cada tipo de subrasante (E 1, E 2 y E 3) y se consideran de 7 a 8 diferentes clases de materiales. Lo anterior representa 85 secciones de pavimento numeradas del 021 al 436 con los siguientes arreglos:

Sección Catálogo N°:

14 secciones para el tránsito T 0; (021 - 037)

14 secciones para el tránsito T 1; (121 - 137)

21 secciones para el tránsito T 2; (211 - 237)

18 secciones para el tránsito T 3; (311 - 336)

18 secciones para el tránsito T 4; (411 - 436)

Total 85 secciones

Se observa, como ya se mencionó en el segundo párrafo del inciso 2.2., la variable de tránsito, que no se permite ninguna sección estructural de pavimento para las categorías de tránsito T 0 y T 1 apoyadas sobre subrasantes clase E 1.

Adicionalmente, el Catálogo detalla para las secciones propuestas en la Tablas 2.3.1 a 2.3.5, varias alternativas de solución de pavimentos para la superficie de rodamiento y acotamiento exterior, que el diseñador deberá consultar para proponer la mejor opción en función de los costos y la disponibilidad de materiales.

Tabla 2.3.1. CATÁLOGO DE SECCIONES DE PAVIMENTO PARA “T 0”.

TRÁNSITO	T 0														
SECCIÓN N°		021	022	023	024	025	026	027	031	032	033	034	035	036	037
CONCRETO VIBRADO	N O						28	28						28	28
CONCRETO ASFÁLTICO		35	30	30	15	10			35	30	27	15	10		
CONCRETO COMPACTADO	C O N S I D E R A D A S					25							25		
CONCRETO POBRE							15							15	
GRAVA CEMENTO					25			15				22			15
SUELO CEMENTO				20	20	20					20	20	20		
GRAVA TRITURADA		20	25							25					
GRAVA NATURAL			25					20	20						
SUBRASANTE	E 1	E 2						E 3							

Tabla 2.3.2. CATÁLOGO DE SECCIONES DE PAVIMENTO PARA "T 1".

TRÁNSITO	T 1															
SECCIÓN N°		121	122	123	124	125	126	127	131	132	133	134	135	136	137	
CONCRETO VIBRADO	N O C O N S I D E R A D A S						25	25						25	25	
CONCRETO ASFÁLTICO		30	25	25	15	10			30	25	22	15	10			
CONCRETO COMPACTADO						22								22		
CONCRETO POBRE							15								15	
GRAVA CEMENTO					22			15				20				15
SUELO CEMENTO				20	20	20					20	20	20			
GRAVA TRITURADA		20	25							25						
GRAVA NATURAL			25					20	20							
SUBRASANTE		E 1	E 2						E 3							

Tabla 2.3.3. CATÁLOGO DE SECCIONES DE PAVIMENTO PARA "T 2".

TRÁNSITO	T 2																					
SECCIÓN N°	211	212	213	214	215	216	217	221	222	223	224	225	226	227	231	232	233	234	235	236	237	
CONCRETO VIBRADO						23	23						23	23							23	23
CONCRETO ASFÁLTICO	30	25	18	12	8			25	20	18	12	8			25	20	18	12	8			
CONCRETO COMPACTADO					20							20								20		
CONCRETO POBRE						15							15								15	
GRAVA CEMENTO				20			15				20			15				20				15
SUELO CEMENTO			25	20	20					22	20	20					20	15	15			
GRAVA TRITURADA	25	25						20	25							25						
GRAVA NATURAL		25	20	20	20	20	20		25													
SUBRASANTE	E 1						E 2						E 3									

Tabla 2.3.4. CATÁLOGO DE SECCIONES DE PAVIMENTO PARA “T 3”.

TRÁNSITO	T 3																	
SECCIÓN N°	311	312	313	314	315	316	321	322	323	324	325	326	331	332	333	334	335	336
CONCRETO VIBRADO						21						21						21
CONCRETO ASFÁLTICO	20	18	12	6	*		18	15	12	6	*		18	15	12	6	*	
CONCRETO COMPACTADO					20						20							20
GRAVA CEMENTO				18						18							20**	
SUELO CEMENTO			25	20	15				22**	15	15				22			
GRAVA TRITURADA	25	25					25	25						25				
GRAVA NATURAL		25	20			20		25				20						
SUBRASANTE	E 1						E 2						E 3					

TS = Tratamiento superficial mediante riegos con gravilla

* = TS ó 4 cm de M.B.

** = Sólo con subrasante con superficie estabilizada

Dimensiones en cm

Tabla 2.3.5. CATÁLOGO DE SECCIONES DE PAVIMENTO PARA “T 4”.

TRÁNSITO	T 4																	
SECCIÓN N°	411	412	413	414	415	416	421	422	423	424	425	426	431	432	433	434	435	436
CONCRETO VIBRADO						20						20						20
CONCRETO ASFÁLTICO	5	TS	8	6	*		5	TS	8	6	*		5	TS	8	6	*	
CONCRETO COMPACTADO					20						20							20
GRAVA CEMENTO				18						18**							18**	
SUELO CEMENTO			25	15					22**						22			
GRAVA TRITURADA	30	30					20	20					30	30				
GRAVA NATURAL	20	25	20		20	20	20	25			20							
SUBRASANTE	E 1						E 2						E 3					

TS = Tratamiento superficial mediante riegos con gravilla

* = TS ó 4 cm de M.B.

** = Sólo con subrasante con superficie estabilizada

Dimensiones en cm

El catálogo español, propone a continuación algunas variantes de resistencia equivalente a las contenidas en las secciones de las tablas anteriores y eso es buscando posibilidad de utilización con diferentes materiales previendo que algunos de los señalados en la sección tipo no se encuentren en disponibilidad.

Dichas variantes ya no se incluyen en el presente trabajo, pero pueden consultarse en la Ref. No. 8.

3.- Método de Diseño del Instituto del Asfalto de los EUA.

El método más reciente del Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica, editado en 1991 y publicado en 1993, presenta algunos cambios significativos, respecto a los métodos anteriores para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles. El método se basa principalmente en la aplicación de la teoría elástica en multicapas, que utiliza resultados de investigaciones recientes por parte de ese organismo. Sin embargo, se reconoce que por los avances en la tecnología de los pavimentos asfálticos, se requieren más conocimientos sobre las propiedades de los materiales para las necesidades actuales de los sistemas carreteros, por lo que el método vigente, probablemente requiera revisión e implementación futuras.

El manual presenta un procedimiento de diseño para obtener los espesores de la sección estructural de pavimentos, donde se utilizan el cemento asfáltico y las emulsiones asfálticas en toda la sección o en parte de ella. Se incluyen varias combinaciones de superficies de rodamiento con concreto asfáltico, carpetas elaboradas con emulsiones asfálticas, bases asfálticas y bases o subbases granulares naturales.

3.1.- Estimación del tránsito.

El método actual distingue el “Período de Diseño” del “Período de Análisis”, de la siguiente manera:

Un pavimento debe ser diseñado para soportar los efectos acumulados del tránsito para cualquier período de tiempo; el período seleccionado, en años, se define como “Período de Diseño”. Al término de éste, se espera que el pavimento requiera alguna acción de rehabilitación mayor, como puede ser una sobrecarpeta de refuerzo para restaurar su condición original. La vida útil del pavimento, o “Período de Análisis”, puede ser extendida indefinidamente, a través de sobrecarpetas u otras acciones de

rehabilitación, hasta que la carretera sea obsoleta por cambios significativos en pendientes, alineamiento geométrico y otros factores. En la versión reciente, el método considera períodos de diseño de uno a 35 años y tasas de crecimiento del tránsito del 2 al 10% anual. (Ver Tabla 3.1).

Tabla 3.1. TASA ANUAL DE CRECIMIENTO DEL TRÁNSITO.

Período de Diseño, años (n)	Tasa Anual de Crecimiento, en por ciento.						
	2	4	5	6	7	8	10
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.2	164.4
35	49.99	73.65	90.32	111.4	138.2	172.3	271.0
				3	4	2	2

Para el cálculo del porcentaje de camiones en el flujo vehicular sobre el carril de diseño, el actual método recomienda los siguientes valores:

Tabla 3.2. PORCENTAJE DE CAMIONES EN EL CARRIL DE DISEÑO.

Nº DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	% DE CAMIONES EN EL CARRIL DE DISEÑO
2	50
4	45
6 ó más	40

Un punto importante que se hace notar, es que para el cálculo de los ejes equivalentes, el método vigente recomienda utilizar la metodología de la AASHTO, en su versión 1993 (incluida en este trabajo). Para lo anterior, el método proporciona en la Tabla 3.3, factores de equivalencia de la carga o coeficientes de daño para ejes sencillos, dobles o triples, incluyendo cargas sobre el eje desde 0.5 toneladas (1,000 lb) hasta 41 toneladas (90,000 lb), lo que se considera cubre sobradamente cualquier condición de peso de vehículos de carga en cualquier red de carreteras, desde rurales hasta grandes autopistas.

Tabla 3.3. FACTORES DE EQUIVALENCIA DE CARGA.

Carga Total por Eje o Conjunto de Ejes.		Factores de Equivalencia de Carga.		
Kn	lb	Eje Sencillo	Ejes dobles	Ejes Triples
4.45	1,000	0.00002		
8.9	2,000	0.00018		
17.8	4,000	0.00209	0.0003	
26.7	6,000	0.01043	0.001	0.0003
35.6	8,000	0.0343	0.003	0.001
44.5	10,000	0.0877	0.007	0.002
53.4	12,000	0.189	0.014	0.003
62.3	14,000	0.360	0.027	0.006
71.2	16,000	0.623	0.047	0.011
80.0	18,000	1.000	0.077	0.017
89.0	20,000	1.51	0.121	0.027
97.9	22,000	2.18	0.180	0.040
106.8	24,000	3.03	0.260	0.057
115.6	26,000	4.09	0.364	0.080
124.5	28,000	5.39	0.495	0.109
133.4	30,000	6.97	0.658	0.145
142.3	32,000	8.88	0.857	0.191
151.2	34,000	11.18	1.095	0.246
160.1	36,000	13.93	1.38	0.313
169.0	38,000	17.20	1.70	0.393
178.0	40,000	21.08	2.08	0.487
187.0	42,000	25.64	2.51	0.597
195.7	44,000	31.00	3.00	0.723
204.5	46,000	37.24	3.55	0.868
213.5	48,000	44.50	4.17	1.033
222.4	50,000	52.88	4.86	1.22
231.3	52,000		5.63	1.43
240.2	54,000		6.47	1.66
249.0	56,000		7.41	1.91
258.0	58,000		8.45	2.20
267.0	60,000		9.59	2.51
275.8	62,000		10.84	2.85
284.5	64,000		12.22	3.22
293.5	66,000		13.73	3.62
302.5	68,000		15.38	4.05
311.5	70,000		17.19	4.52
320.0	72,000		19.16	5.03
329.0	74,000		21.32	5.57
338.0	76,000		23.66	6.15
347.0	78,000		26.22	6.78
356.0	80,000		29.00	7.45
364.7	82,000		32.00	8.2
373.6	84,000		35.30	8.9
382.5	86,000		38.80	9.8
391.4	88,000		42.60	10.6
400.3	90,000		46.80	11.6

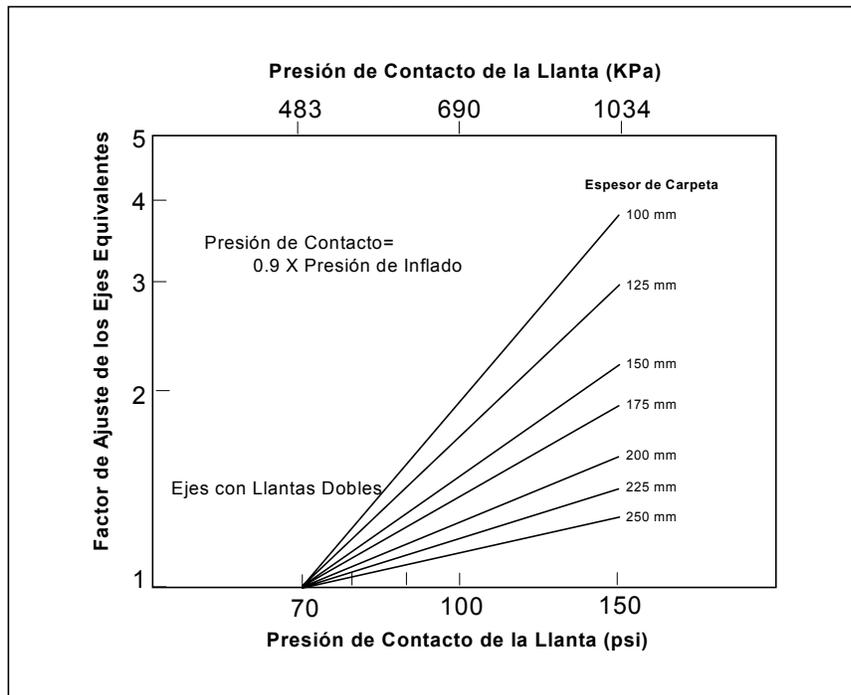
Habiéndose obtenido los coeficientes por cada eje o conjunto de ejes, la suma proporcionará el coeficiente total de equivalencia del vehículo. Utilizando el factor o tasa anual de crecimiento del tránsito señalado en la Tabla 3.1, y multiplicándolo por

los coeficientes totales de equivalencia y por el número de vehículos del aforo del tránsito promedio anual, se obtienen los ejes equivalentes acumulados reales para el período de diseño considerado.

Como innovación en la versión actual, el método incorpora factores de ajuste de los ejes equivalentes de diseño, para diferentes presiones de contacto de las llantas sobre el pavimento, en función de su presión de inflado y de los espesores de la carpeta asfáltica, donde contempla desde cuatro hasta diez pulgadas de espesor (10 y 25 cm respectivamente). Ver Figura 3.1.

NOTA: Al margen del método de diseño que se describe y como consecuencia de estudios realizados en México por el Instituto Mexicano del Transporte, aparece la posibilidad de aplicar el método comentado con una innovación que se desprende del Estudio Estadístico del Transporte Carretero que realiza la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Como consecuencia de dicho estudio, pueden afinarse, para el caso de México, las condiciones de carga con que realmente operan los vehículos tomando en cuenta los que circulan en vacío, los que lo hacen con diferentes porcentajes de carga por abajo del valor reglamentario, los que se ciñen a ese valor, y los que lo hacen con diferentes porcentajes de carga por arriba de dicho valor reglamentario. Esta información, actualmente disponible para las condiciones de operación mexicanas, permite la estimación de ejes de diseño con un grado de aproximación mucho mayor, no ya dependiente de valores fijos de carga vehicular, sino de las cargas que realmente pueden asociarse a los diferentes tipos de vehículos en las carreteras de México.

Figura 3.1. FACTOR DE AJUSTE DE LOS EJES EQUIVALENTES POR PRESIÓN DE LA LLANTA.



3.2.- Evaluación de los materiales.

Para el diseño de los espesores de una sección estructural del pavimento flexible, el método actual del Instituto del Asfalto, considera como parámetro fundamental, dentro de la evaluación de los materiales, la obtención del Módulo de Resiliencia (Mr), con recomendaciones del método de prueba descrito en el Manual de Suelos MS-10 del propio Instituto. Sin embargo, reconocen que no todos los organismos o dependencias tienen el equipo adecuado para llevar a cabo tal prueba, por lo que han establecido factores de correlación entre Mr y la prueba estándar de Valor Relativo de Soporte (T-193 de AASHTO). Señalan que los resultados son bastante aproximados; sin embargo, para un diseño preciso, se recomienda llevar a cabo la prueba del Módulo de Resiliencia para la capa de la subrasante.

Factores Recomendados de Correlación

$$Mr \quad (\text{Mpa}) = \quad 10.3 \quad \text{CBR}$$

$$Mr \quad (\text{psi}) = \quad 1,500 \quad \text{CBR}$$

Se hace notar que tales correlaciones sólo se aplican a materiales de la capa subrasante, no sirviendo para materiales granulares que se pretendan emplear en las capas de subbase o de la base.

Otro cambio importante en la actual metodología descrita, es la inclusión de métodos de prueba normados según AASHTO y ASTM para los siguientes parámetros:

Límite Líquido T89 y D4318, Límite Plástico T90 y D4318, Índice Plástico T90 y D4318, Granulometría T88 y D422, Compactación T180 y D1557, Valor Relativo de Soporte T193 y D1883, Valor R T190 y D2844 y para el Módulo de Resiliencia Mr se recomienda utilizar el método MS-10 del propio Instituto.

En función del tránsito esperado sobre el pavimento en estudio, el método del Instituto del Asfalto recomienda los siguientes valores percentiles para calcular el Módulo de Resiliencia de diseño de la capa subrasante.

Tabla 3.4. VALOR PERCENTIL PARA DISEÑO DE SUBRASANTE, DE ACUERDO AL NIVEL DEL TRÁNSITO.

NIVEL DEL TRÁNSITO	VALOR PERCENTIL PARA DISEÑO DE SUBRASANTE
Menor de 10,000 ejes equivalentes	60
Entre 10,000 y 1'000,000 de ejes equivalentes	75
Mayor de 1'000,000 de ejes equivalentes	87.5

Con las muestras de material obtenidas en el campo y con los resultados obtenidos en el laboratorio para determinar sus Módulos de Resiliencia, el diseñador deberá calcular el Mr de diseño de la capa subrasante, con los percentiles sugeridos en la Tabla anterior.

Para los requerimientos de compactación en las capas de base y subbase, el actual método proporciona las siguientes recomendaciones:

Capas de base y subbase formadas con materiales granulares sin tratamiento, esto es, no estabilizadas, deberán compactarse con un contenido de humedad óptimo más menos 1.5 puntos en porcentaje, para alcanzar una densidad mínima del 100% de la densidad máxima de laboratorio, sugiriendo se utilice el Método AASHTO T180 o el ASTM D1557.

Así mismo, recomienda los siguientes valores para las diferentes pruebas a realizarse con materiales de bases y subbases:

Tabla 3.5. VALORES PARA DIFERENTES PRUEBAS, CON MATERIALES DE BASES Y SUBBASES.

PRUEBA:	REQUISITOS SUBBASE	REQUISITOS BASE
VRS, mínimo	20	80
Valor R, mínimo	55	78
Límite Líquido, máximo	25	25
Índice Plástico, máximo	6	NP
Equivalente de Arena, mínimo	25	35
Material que pasa la malla 200, máximo, (finos)	12	7

El Instituto Mexicano del Transporte recomienda los valores siguientes:

Tabla 3.6. VALORES RECOMENDADOS POR EL I.M.T.

I.M.T.	SUBBASE	BASE
% Finos	15 - 25	10 - 15
Límite Líquido	25 - 30	25 - 30
Índice Plástico	6 - 10	6 - 6
VRS	40 - 30	100 - 80

Es importante hacer notar, que dentro de las innovaciones que presenta el método de diseño del Instituto del Asfalto, además de las anteriormente descritas (teoría elástica multicapas, cementos y emulsiones asfálticas, períodos de diseño de 1 a 35 años, ejes equivalentes con metodología AASHTO, factor de ajuste para diferentes presiones de contacto de llantas, módulo de resiliencia de diseño, correlación del Mr con VRS, pruebas índice según ASTM o AASHTO para compactación), el método contempla factores de medio ambiente y varios tipos o clases de asfalto según las necesidades particulares de los usuarios. Esto es, tres diferentes temperaturas, según la región donde se pretenda construir el pavimento, climas fríos, templados y calientes, 7°C, 15.5°C y 24°C, respectivamente, empleando cementos asfálticos desde el AC-5 hasta el AC-40, recomendándose la clasificación siguiente:

Tabla 3.7. GRADOS DE ASFALTO DE ACUERDO AL TIPO DE CLIMA.

CLIMA	TEMPERATURA	GRADOS DE ASFALTO
Frío	Menor o igual a 7°C	AC-5, AC-10
Templado	Entre 7 y 24°C	AC-10, AC-20
Caliente	Mayor de 24°C	AC-20, AC-40

Para mezclas asfálticas emulsificadas, se pueden utilizar tanto emulsiones catiónicas (ASTM D2397) o aniónicas (ASTM D977). El grado o tipo de asfalto a seleccionarse, dependerá principalmente de su habilidad para cubrir los agregados, además de factores como la disponibilidad de agua en el sitio de trabajo, clima durante la construcción, procedimiento de mezclado y curado del material.

En cuanto a requerimientos de espesores mínimos, en función del nivel de tránsito en ejes equivalentes, el método recomienda los siguientes valores:

A) Para superficies de concreto asfáltico construidas sobre bases emulsificadas:

Tabla 3.8. ESPESORES MÍNIMOS DE CARPETA ASFÁLTICA, DE ACUERDO AL NIVEL DEL TRÁNSITO.

NIVEL TRÁNSITO EN EJES EQUIVALENTES	ESPESOR MÍNIMO DE CARPETA ASFÁLTICA EN CM (1)
10,000	5.0
100,000	5.0
1'000,000	7.5
10'000,000	10.0
Mayor de 10'000,000	13.0

- (1) Podrá usarse concreto asfáltico o mezclas asfálticas emulsificadas Tipo I con un tratamiento superficial, sobre bases asfálticas tipo II o Tipo III.
 Tipo I: Mezclas elaboradas con agregados, textura cerrada.
 Tipo II: Mezclas elaboradas con agregados semi-procesados.
 Tipo III: Mezclas elaboradas con arenas o arenas-limosas.

B) Para superficies de concreto asfáltico construidas sobre bases granulares sin estabilizar:

Tabla 3.9. ESPESORES DE SUPERFICIE DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE BASES GRANULARES SIN ESTABILIZAR.

NIVEL TRÁNSITO EN EJES EQUIVALENTES	CONDICIÓN TRÁNSITO	ESPESOR MÍNIMO DE CARPETA ASFÁLTICA EN CM
Hasta 10,000	Ligero	7.5 (2)
Entre 10,000 y 1'000,000	Mediano	10.0
Mayor de 1'000,000	Pesado	12.5 ó más

- (2) Para pavimentos de una sola capa formada con concreto asfáltico (full - depth) o pavimentos con emulsiones asfálticas, se requiere un mínimo de 10 cm.

3.3.- Cálculos de espesores de diseño.

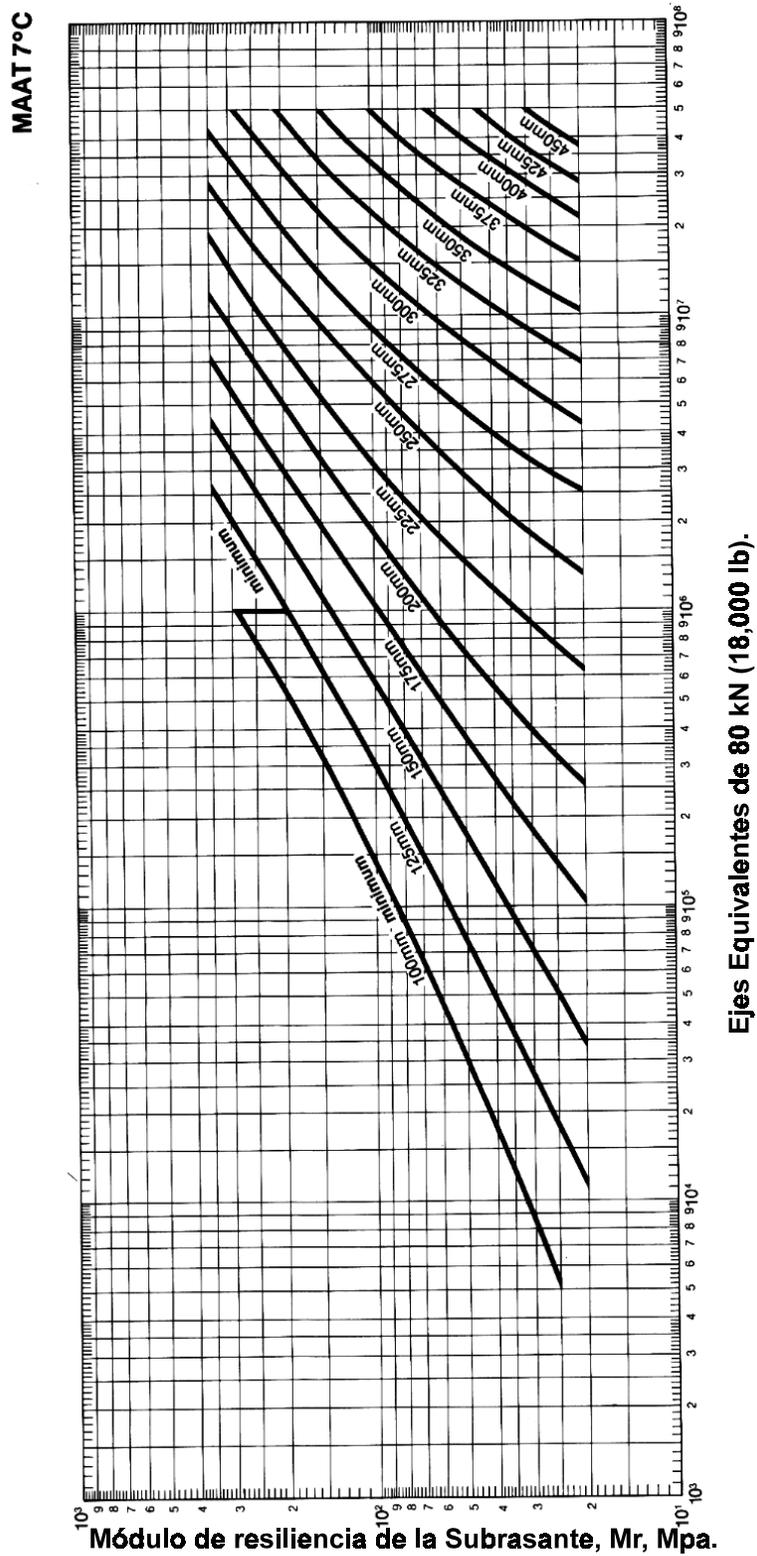
El método más reciente del Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica, proporciona para el diseño final de los espesores de la sección estructural del pavimento flexible, 18 gráficas o cartas de diseño en sistema métrico y

18 en sistema inglés, las cuales cubren todas las variables involucradas en los párrafos anteriores de este trabajo.

Se presentan en el método gráficas con escalas logarítmicas para las tres condiciones climáticas consideradas, con el total de ejes equivalentes sencillos acumulados en el período de diseño y el Módulo de Resiliencia de diseño de la capa subrasante, para obtener los espesores finales de pavimentos de una sola capa formada con concreto asfáltico (full - depth), pavimentos elaborados con emulsiones asfálticas tipos I, II y III y bases granulares sin tratamiento con espesores de 15 y 30 cm. Las gráficas 7°C deberán emplearse para temperaturas menores o iguales a 7°C, las gráficas 24°C para temperaturas de 24°C o mayores y las gráficas 15.5°C para temperaturas intermedias.

Para fines prácticos de este trabajo, se incluyen solamente 3 cartas de diseño en sistema métrico, (ver Figuras 3.2, 3.3 y 3.4) dejando que el usuario pueda obtener el espesor total de la estructura de concreto asfáltico, mismo que podrá convertir en una estructura multicapa, formada por la carpeta de rodamiento, base y subbase, empleando los coeficientes estructurales recomendados por la AASHTO para esas capas o los coeficientes de equivalencia sugeridos por el mismo Instituto del Asfalto o los Métodos de California. Adicionalmente, se sugiere al diseñador, consultar con mayor detalle los espesores finales que reportan en las 18 gráficas en sistema métrico, que proporciona el Método del Instituto del Asfalto en su Manual MS-1, o en su versión computarizada "HWY" que incluye el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y el diseño de sobrecarpetas de refuerzo.

Figura 3.2. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (7°C).



Ejes Equivalentes de 80 kN (18,000 lb).

Figura 3.3. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (15.5°C).

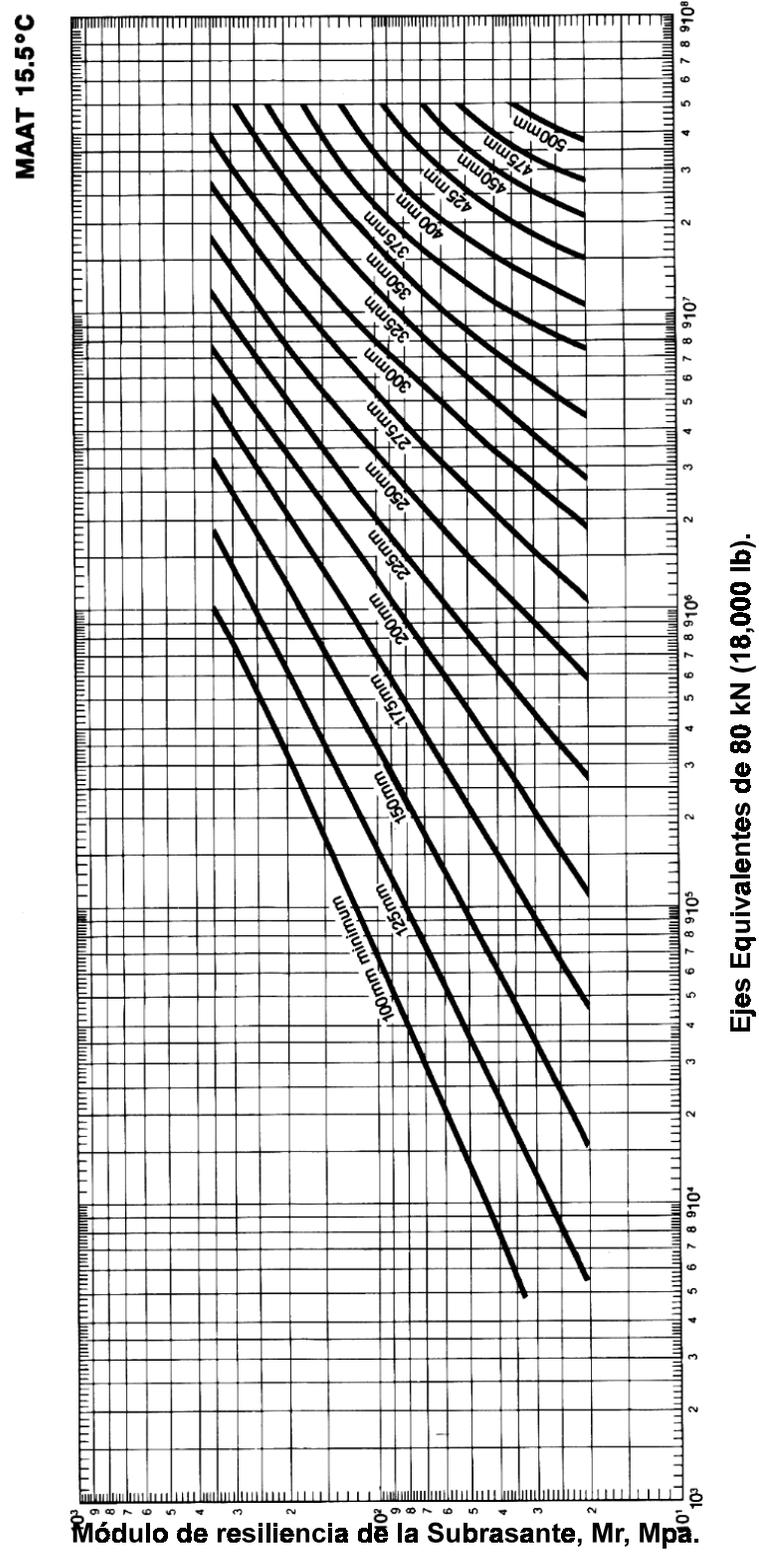
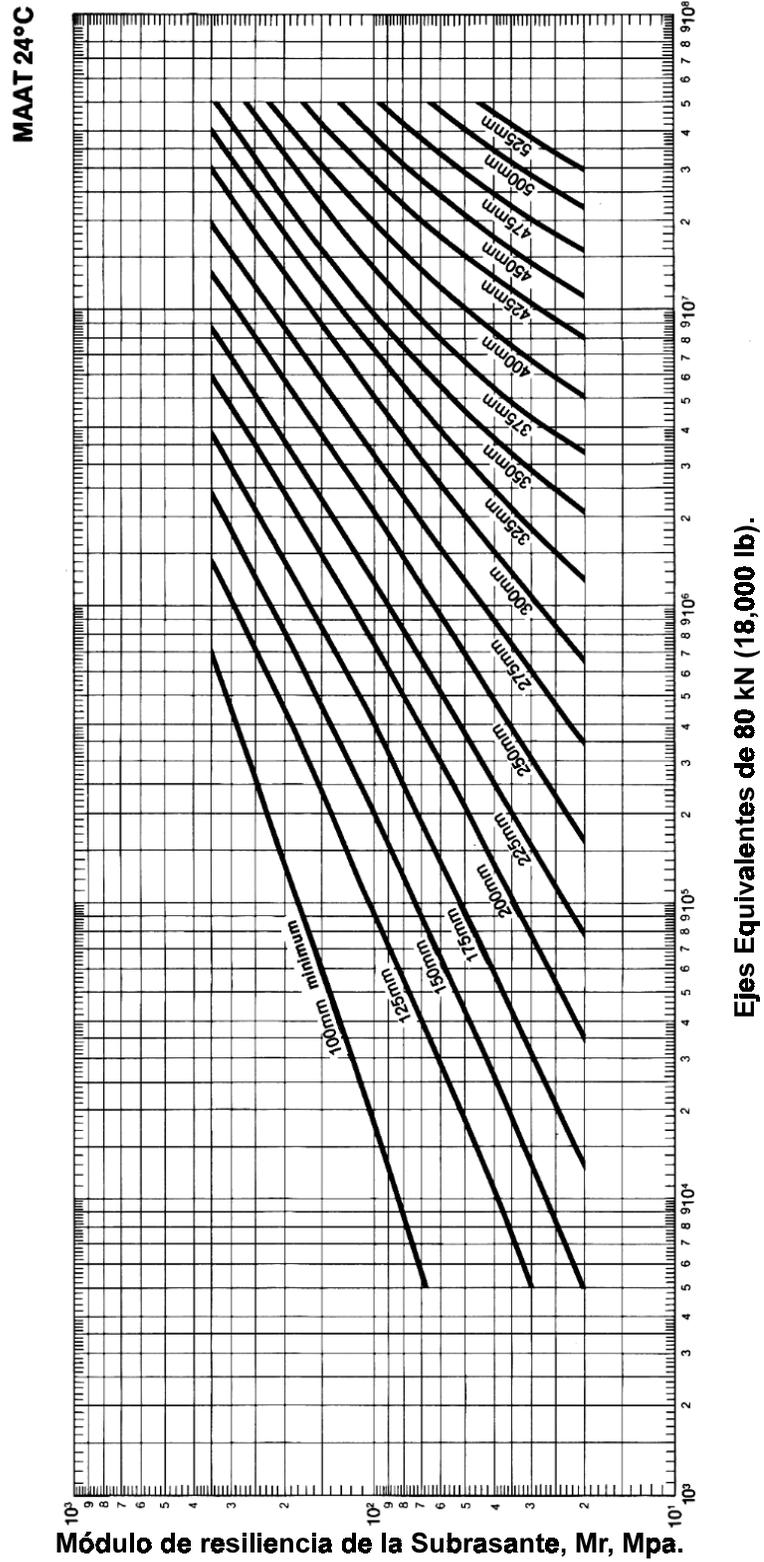


Figura 3.4. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (24°C).



4.- Método de la AASHTO para el Diseño de la Sección Estructural de los Pavimentos.

El actual método de la AASHTO, versión 1993, describe con detalle los procedimientos para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y rígidos de carreteras. En el caso de los pavimentos flexibles, el método establece que la superficie de rodamiento se resuelve solamente con concreto asfáltico y tratamientos superficiales, pues asume que tales estructuras soportarán niveles significativos de tránsito (mayores de 50,000 ejes equivalentes acumulados de 8.2 ton durante el período de diseño), dejando fuera pavimentos ligeros para tránsitos menores al citado, como son los caminos revestidos o de terracería.

En este trabajo únicamente se resume el procedimiento para pavimentos flexibles, con el objeto de que el usuario disponga de una metodología práctica y sencilla de uso frecuente en su ámbito de trabajo.

4.1.- Método de diseño.

Los procedimientos involucrados en el actual método de diseño, versión 1993, están basados en las ecuaciones originales de la AASHO que datan de 1961, producto de las pruebas en Ottawa, Illinois, con tramos a escala natural y para todo tipo de pavimentos. La versión de 1986 y la actual de 1993 se han modificado para incluir factores o parámetros de diseño que no habían sido considerados y que son producto de la experiencia adquirida por ese organismo entre el método original y su versión más moderna, además de incluir experiencias de otras dependencias y consultores independientes.

El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un “número estructural SN” para el pavimento flexible que pueda soportar el nivel de carga solicitado. Para determinar el número estructural SN requerido, el método

proporciona la ecuación general y la gráfica de la Figura 4.1, que involucra los siguientes parámetros:

El tránsito en ejes equivalentes acumulados para el período de diseño seleccionado, “ W_{18} ”.

El parámetro de confiabilidad, “ R ”.

La desviación estándar global, “ S_o ”.

El módulo de resiliencia efectivo, “ M_r ” del material usado para la subrasante.

La pérdida o diferencia entre los índices de servicios inicial y final deseados, “ ΔPSI ”.

4.1.1.- Tránsito.

Para el cálculo del tránsito, el método actual contempla los ejes equivalentes sencillos de 18,000 lb (8.2 ton) acumulados durante el período de diseño, por lo que no ha habido grandes cambios con respecto a la metodología original de AASHTO. Solamente se aconseja que para fines de diseño en “etapas o fases” se dibuje una gráfica donde se muestre año con año, el crecimiento de los ejes acumulados (ESAL) vs tiempo, en años, hasta llegar al fin del período de diseño o primera vida útil del pavimento. La ecuación siguiente puede ser usada para calcular el parámetro del tránsito W_{18} en el carril de diseño.

$$W_{18} = D_D * D_L * \bar{W}_{18} \quad (4.1)$$

Donde:

W_{18} = Tránsito acumulado en el primer año, en ejes equivalentes sencillos de 8.2 ton, en el carril de diseño.

D_D = Factor de distribución direccional; se recomienda 50% para la mayoría de las carreteras, pudiendo variar de 0.3 a 0.7, dependiendo de en qué dirección va el tránsito con mayor porcentaje de vehículos pesados.

\bar{W}_{18} = Ejes equivalentes acumulados en ambas direcciones.

D_L = Factor de distribución por carril, cuando se tengan dos o más carriles por sentido. Se recomiendan los siguientes valores:

Tabla 4.1. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL.

Nº CARRILES EN CADA SENTIDO		PORCENTAJE DE W_{18} EN EL CARRIL DE DISEÑO
1		100
2		80 - 100
3		60 - 80
4 o más		50 - 75

Una vez calculados los ejes equivalentes acumulados en el primer año, el diseñador deberá estimar con base en la tasa de crecimiento anual y el período de diseño en años, el total de ejes equivalentes acumulados y así contar con un parámetro de entrada para la ecuación general o para el nomograma de la Figura 4.1.

Es importante hacer notar que la metodología original de AASHTO usualmente consideraba períodos de diseño de 20 años; en la versión actual de 1993, recomienda los siguientes períodos de diseño en función del tipo de carretera:

Tabla 4.2. PERIODOS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE CARRETERA.

TIPO DE CARRETERA:	PERÍODO DE DISEÑO
Urbana con altos volúmenes de tránsito.	30 - 50 años
Interurbana con altos volúmenes de tránsito.	20 - 50 años
Pavimentada con bajos volúmenes de tránsito.	15 - 25 años
Revestidas con bajos volúmenes de tránsito.	10 - 20 años

4.1.2- Confiabilidad “R”.

Con el parámetro de Confiabilidad “R”, se trata de llegar a cierto grado de certeza en el método de diseño, para asegurar que las diversas alternativas de la sección estructural que se obtengan, durarán como mínimo el período de diseño. Se consideran posibles variaciones en las predicciones del tránsito en ejes acumulados y en el comportamiento de la sección diseñada.

El actual método AASHTO para el diseño de la sección estructural de pavimentos flexibles, recomienda valores desde 50 y hasta 99.9 para el parámetro “R” de confiabilidad, con diferentes clasificaciones funcionales, notándose que los niveles más altos corresponden a obras que estarán sujetas a un uso intensivo, mientras que los niveles más bajos corresponden a obras o caminos locales y secundarios.

Tabla 4.3. VALORES DE “R” DE CONFIABILIDAD, CON DIFERENTES CLASIFICACIONES FUNCIONALES.

* NIVELES DE CONFIABILIDAD	
CLASIFICACIÓN FUNCIONAL:	NIVEL RECOMENDADO POR AASHTO PARA CARRETERAS
Carretera Interestatal o Autopista.	80 - 99.9
Red Principal o Federal.	75 - 95
Red Secundaria o Estatal.	75 - 95
Red Rural o Local.	50 - 80

4.1.3.-Desviación estándar global “S_o”.

Este parámetro está ligado directamente con la Confiabilidad (R), descrita en el punto (4.1.2.); habiéndolo determinado, en este paso deberá seleccionarse un valor S_o “Desviación Estándar Global”, representativo de condiciones locales particulares, que considera posibles variaciones en el comportamiento del pavimento y en la predicción del tránsito.

Valores de “S_o” en los tramos de prueba de AASHO no incluyeron errores en la estimación del tránsito; sin embargo, el error en la predicción del comportamiento de las secciones en tales tramos, fue de 0.25 para pavimentos rígidos y 0.35 para los flexibles, lo que corresponde a valores de la desviación estándar total debidos al tránsito de 0.35 y 0.45 para pavimentos rígidos y flexibles respectivamente.

4.1.4.-Módulo de Resiliencia efectivo.

En el método actual de la AASHTO, la parte fundamental para caracterizar debidamente a los materiales, consiste en la obtención del Módulo de Resiliencia,

con base en pruebas de laboratorio, realizadas en materiales a utilizar en la capa subrasante (Método AASHTO T-274), con muestras representativas (esfuerzo y humedad) que simulen las estaciones del año respectivas. El módulo de resiliencia “estacional” será obtenido alternadamente por correlaciones con propiedades del suelo, tales como el contenido de arcilla, humedad, índice plástico, etc.

Finalmente, deberá obtenerse un “módulo de resiliencia efectivo”, que es equivalente al efecto combinado de todos los valores de módulos estacionales.

Para la obtención del módulo estacional, o variaciones del M_r a lo largo de todas las estaciones del año se ofrecen dos procedimientos: uno, obteniendo la relación en el laboratorio entre el módulo de resiliencia y el contenido de humedad de diferentes muestras en diferentes estaciones del año y, dos, utilizando algún equipo para medición de deflexiones sobre carreteras en servicio durante diferentes estaciones del año.

Sin embargo, para el diseño de pavimentos flexibles, únicamente se recomienda convertir los datos estacionales en módulo de resiliencia efectivo de la capa subrasante, con el auxilio de la Figura 4.7 que proporciona un valor sopesado en función del “daño equivalente anual” obtenido para cada estación en particular. También puede utilizarse la siguiente ecuación:

$$U_f = 1.18 \times 10^8 * M_R^{-2.32} \quad (4.2)$$

Donde:

U_f = Daño relativo en cada estación (por mes o quincenal).

M_R = Módulo de Resiliencia de la capa subrasante, obtenido en laboratorio o con deflexiones cada quincena o más.

Y por último:

$$\bar{Uf} = \text{promedio de daño relativo} = \frac{\sum Uf}{n}$$

por lo que el

M_R efectivo, será el que corresponda al \bar{Uf} promedio (Ecuación 4.2).

4.1.5.-Pérdida o diferencia entre índices de servicio inicial y terminal.

El cambio o pérdida en la calidad de servicio que la carretera proporciona al usuario, se define en el método con la siguiente ecuación:

PSI = Índice de Servicio Presente

$$\Delta PSI = p_o - p_t \quad (4.3)$$

Donde:

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial u original y el final o terminal deseado.

p_o = Índice de servicio inicial (4.5 para pavimentos rígidos y 4.2 para flexibles).

p_t = Índice de servicio terminal, para el cual AASHTO maneja en su versión 1993 valores de 3.0, 2.5 y 2.0, recomendando 2.5 ó 3.0 para caminos principales y 2.0 para secundarios.

Se hace notar que aún en la versión actual, AASHTO no ha modificado la escala del índice de servicio original de 0 a 5 para caminos intransitables hasta carreteras perfectas, respectivamente. Sin embargo, se sugiere que el criterio para definir el índice de servicio terminal o mínimo de rechazo (menor índice tolerado antes de

realizar alguna operación de rehabilitación, reencarpetado o reconstrucción) esté en función de la aceptación de los usuarios de la carretera.

Para el caso de diseños de pavimentos en climas muy extremos, en especial los fríos, la guía de diseño del método actual recomienda evaluar adicionalmente la pérdida del índice de servicio original y terminal debida a factores ambientales por congelamiento y deshielo, que producen cambios volumétricos notables en la capa subrasante y capas superiores de la estructura del pavimento. En tales casos, el diseñador deberá remitirse al método AASHTO 1993, capítulo 2.1.4.

4.2.- Determinación de espesores por capas.

Una vez que el diseñador ha obtenido el Número Estructural SN para la sección estructural del pavimento, utilizando el gráfico o la ecuación general básica de diseño, (Figura 4.1) donde se involucraron los parámetros anteriormente descritos (tránsito, R, S_o , M_R , ΔPSI), se requiere ahora determinar una sección multicapa que en conjunto provea de suficiente capacidad de soporte equivalente al número estructural de diseño original. La siguiente ecuación puede utilizarse para obtener los espesores de cada capa, para la superficie de rodamiento o carpeta, base y subbase, haciéndose notar que el actual método de AASHTO, versión 1993, ya involucra coeficientes de drenaje particulares para la base y subbase.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (4.4)$$

Donde:

a_1 , a_2 y a_3 = Coeficientes de capa representativos de carpeta, base y subbase respectivamente.

D_1 , D_2 y D_3 = Espesor de la carpeta, base y subbase respectivamente, en pulgadas.

m_2 y m_3 = Coeficientes de drenaje para base y subbase, respectivamente.

Para la obtención de los coeficientes de capa a_1 , a_2 y a_3 deberán utilizarse las Figuras 4.2 a 4.6, en donde se representan valores de correlaciones hasta de cinco diferentes pruebas de laboratorio: Módulo Elástico, Texas Triaxial, R - valor, VRS y Estabilidad Marshall.

Para carpeta asfáltica.	(a_1)	Figura 4.2
Para bases granulares.	(a_2)	Figura 4.3
Para subbases granulares.	(a_3)	Figura 4.4
Para bases estabilizadas con cemento.		Figura 4.5
Para bases estabilizadas con asfalto.		Figura 4.6

Para la obtención de los coeficientes de drenaje, m_2 y m_3 , correspondientes a las capas de base y subbase respectivamente, el método actual de AASHTO se basa en la capacidad del drenaje para remover la humedad interna del pavimento, definiendo lo siguiente:

Tabla 4.4. CAPACIDAD DEL DRENAJE PARA REMOVER LA HUMEDAD.

CALIDAD DEL DRENAJE:	AGUA REMOVIDA EN:
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Malo	agua no drena

En la Tabla 4.5 se presentan los valores recomendados para m_2 y m_3 (bases y subbases granulares sin estabilizar) en función de la calidad del drenaje y el porcentaje del tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento pueda estar expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 4.5.- VALORES m_i RECOMENDADOS PARA MODIFICAR LOS COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE CAPA DE BASES Y SUBBASES SIN TRATAMIENTO, EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Calidad del Drenaje	Porcentaje de Tiempo al cual está Expuesta la Estructura del Pavimento a Niveles de Humedad Próxima a la Saturación			
	Menor del 1%	1 - 5%	5 - 25%	Mayor del 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Para capas estabilizadas con cemento o asfalto y para la superficie de rodamiento elaborada con concreto asfáltico, el método no considera un posible efecto por el

drenaje, por lo que en la ecuación de diseño sólo intervienen valores de m_2 y m_3 y no se asigna valor para m_1 correspondiente a la carpeta.

Para el cálculo de los espesores D_1 , D_2 y D_3 (en pulgadas), el método sugiere respetar los siguientes valores mínimos, en función del tránsito en ejes equivalentes sencillos acumulados:

Tabla 4.6. ESPESORES MÍNIMOS, EN PULGADAS, EN FUNCIÓN DE LOS EJES EQUIVALENTES.

TRÁNSITO (ESAL's) EN EJES EQUIVALENTES	CARPETAS DE CONCRETO ASFÁLTICO	BASES GRANULARES
Menor de 50,000	1.0 ó T.S.	4.0
50,001 - 150,000	2.0	4.0
150,001 - 500,000	2.5	4.0
500,001 - 2'000,000	3.0	6.0
2'000,001 - 7'000,000	3.5	6.0
Mayor de 7'000,000	4.0	6.0

T.S. = Tratamiento superficial con sellos.

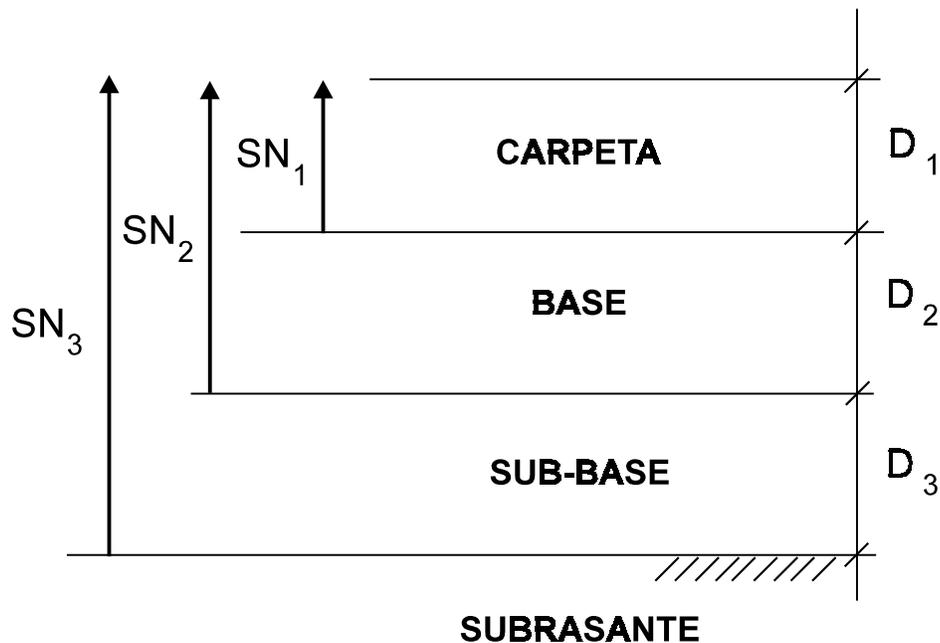
4.3.- Análisis del diseño final con sistema multicapa.

Deberá reconocerse que para pavimentos flexibles, la estructura es un sistema de varias capas y por ello deberá diseñarse de acuerdo a ello. Como ya se describió al principio del método, el "número estructural SN" sobre la capa subrasante o cuerpo del terraplén es lo primero a calcularse. De la misma manera deberá obtenerse el número estructural requerido sobre las capas de la subbase y base, utilizando los valores de resistencia aplicables para cada uno. Trabajando con las diferencias entre

los números estructurales que se requieren sobre cada capa, el espesor máximo permitido de cualquier capa puede ser calculado. Por ejemplo, el número estructural máximo permitido para material de la capa de subbase, debe ser igual al número estructural requerido sobre la subbase restado del SN requerido sobre la subrasante.

El Método AASHTO recomienda el empleo de la siguiente figura y ecuaciones:

Figura 4.8. RECOMENDACIÓN DE AASHTO.



$$D^*_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN^*_1 = a_1 D_1 \geq SN_1$$

$$D^*_2 \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2 m_2}$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 \geq SN_2$$

$$D^*_3 \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3}$$

NOTAS: 1) a, D, m, y SN corresponden a valores mínimos requeridos.

2) D* y SN* representan los valores finales de diseño.

Con todo lo anterior queda configurada la sección estructural de proyecto para pavimento flexible.

Figura 4.1. GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE.

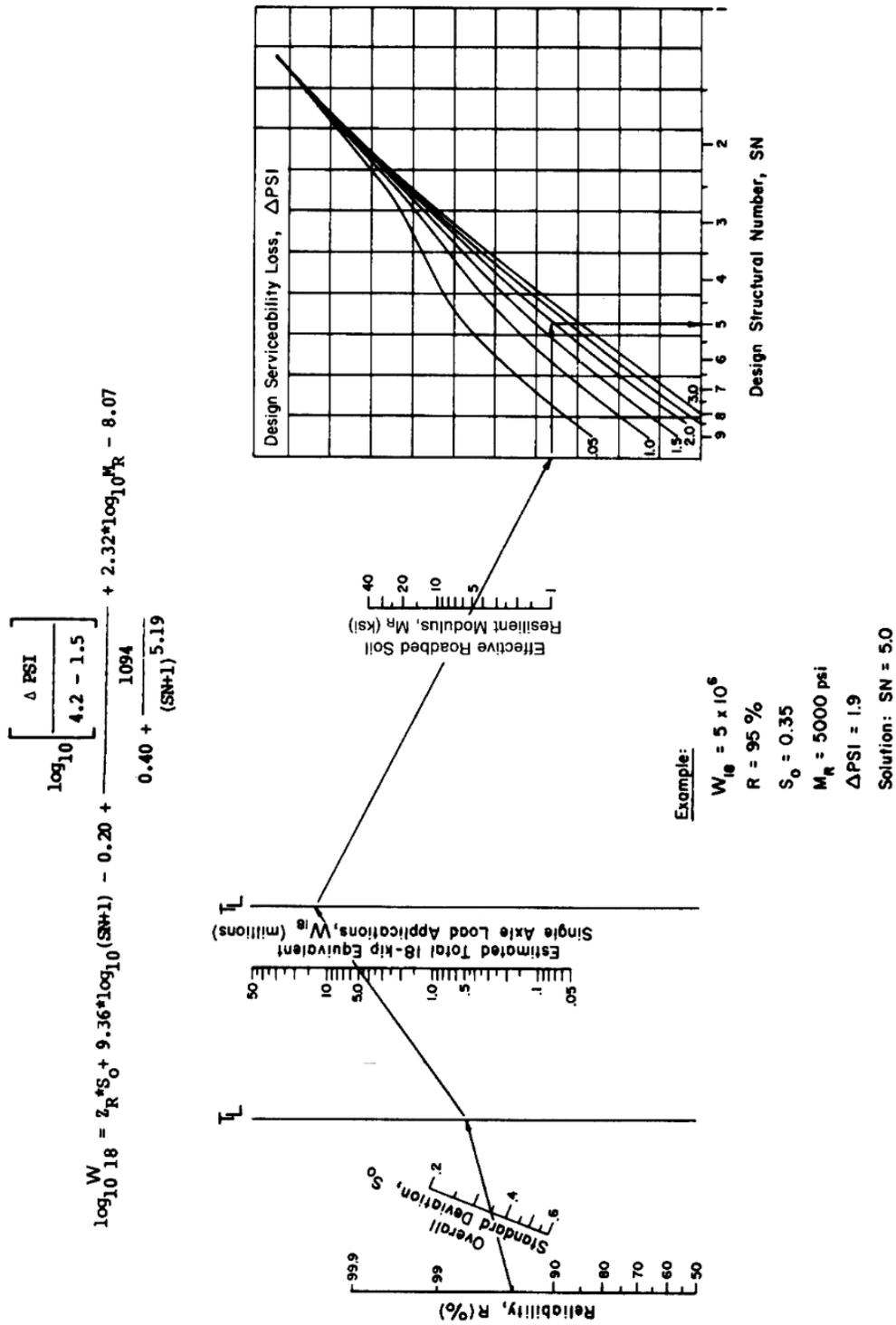
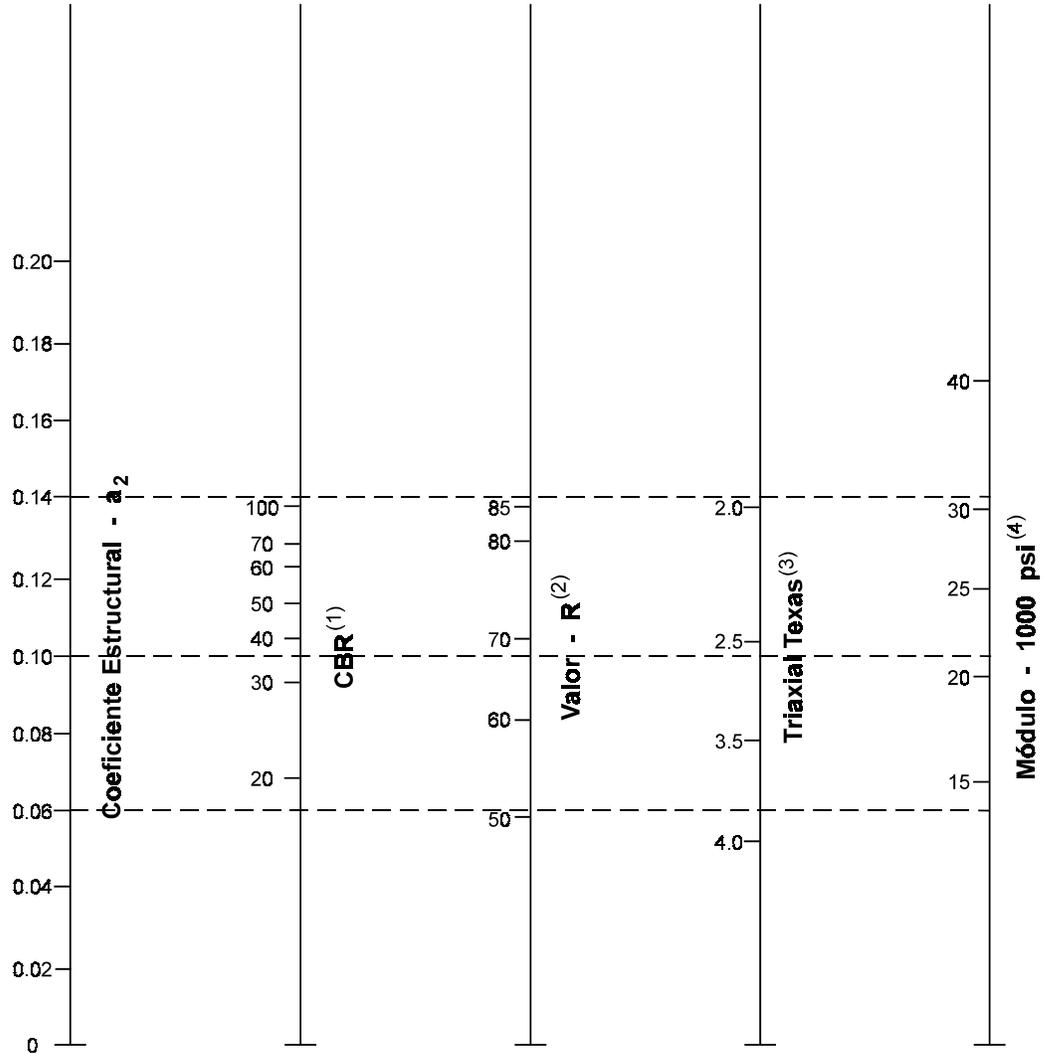
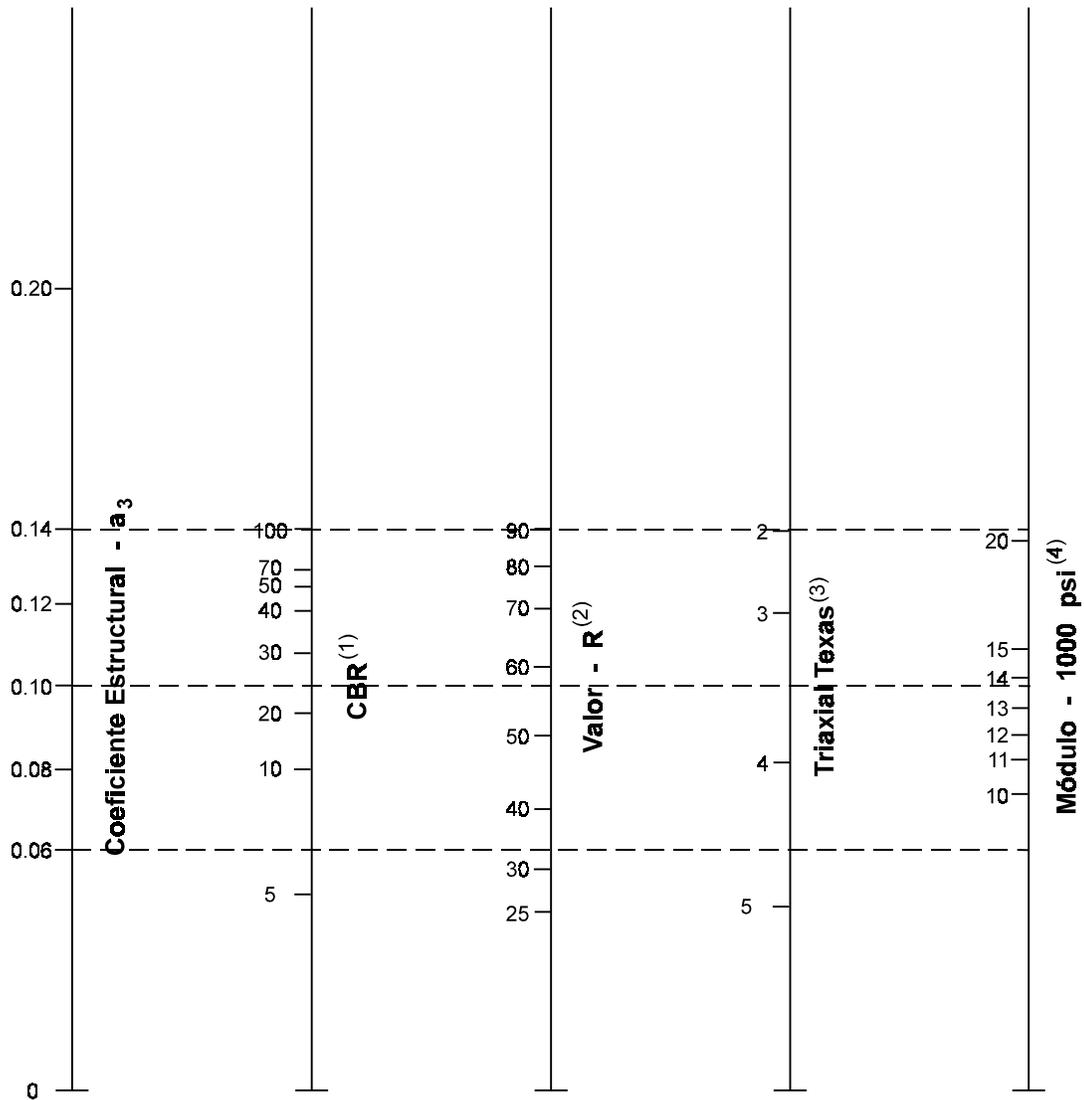


Figura 4.3.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA “a₂”, EN BASES GRANULARES.



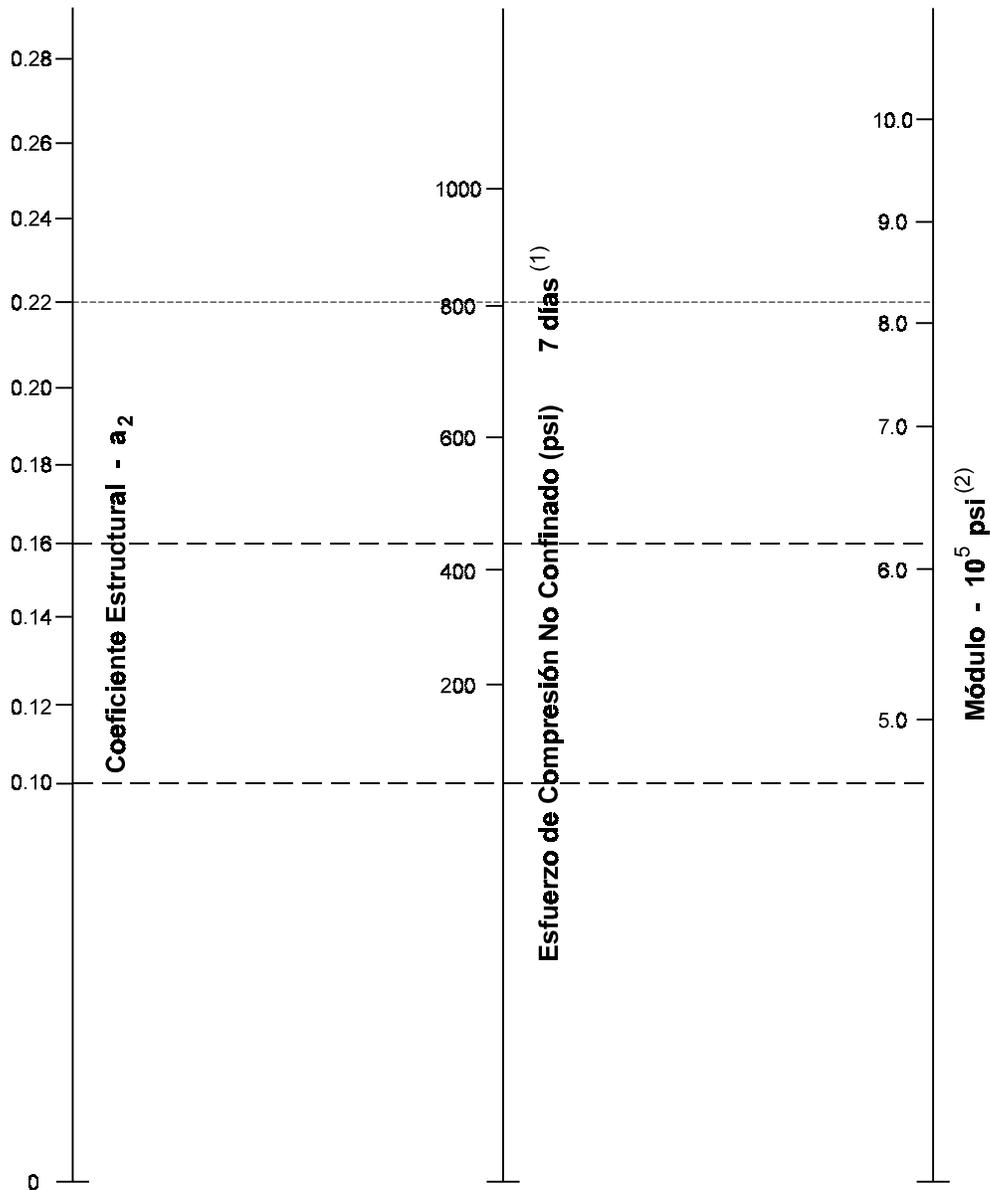
- (1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois.
- (2) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.4.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA “a₃”, EN SUBBASES GRANULARES.



- (1) Escala derivada de correlaciones de Illinois.
- (2) Escala derivada de correlaciones obtenidas del Instituto del Asfalto, California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada de correlaciones obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

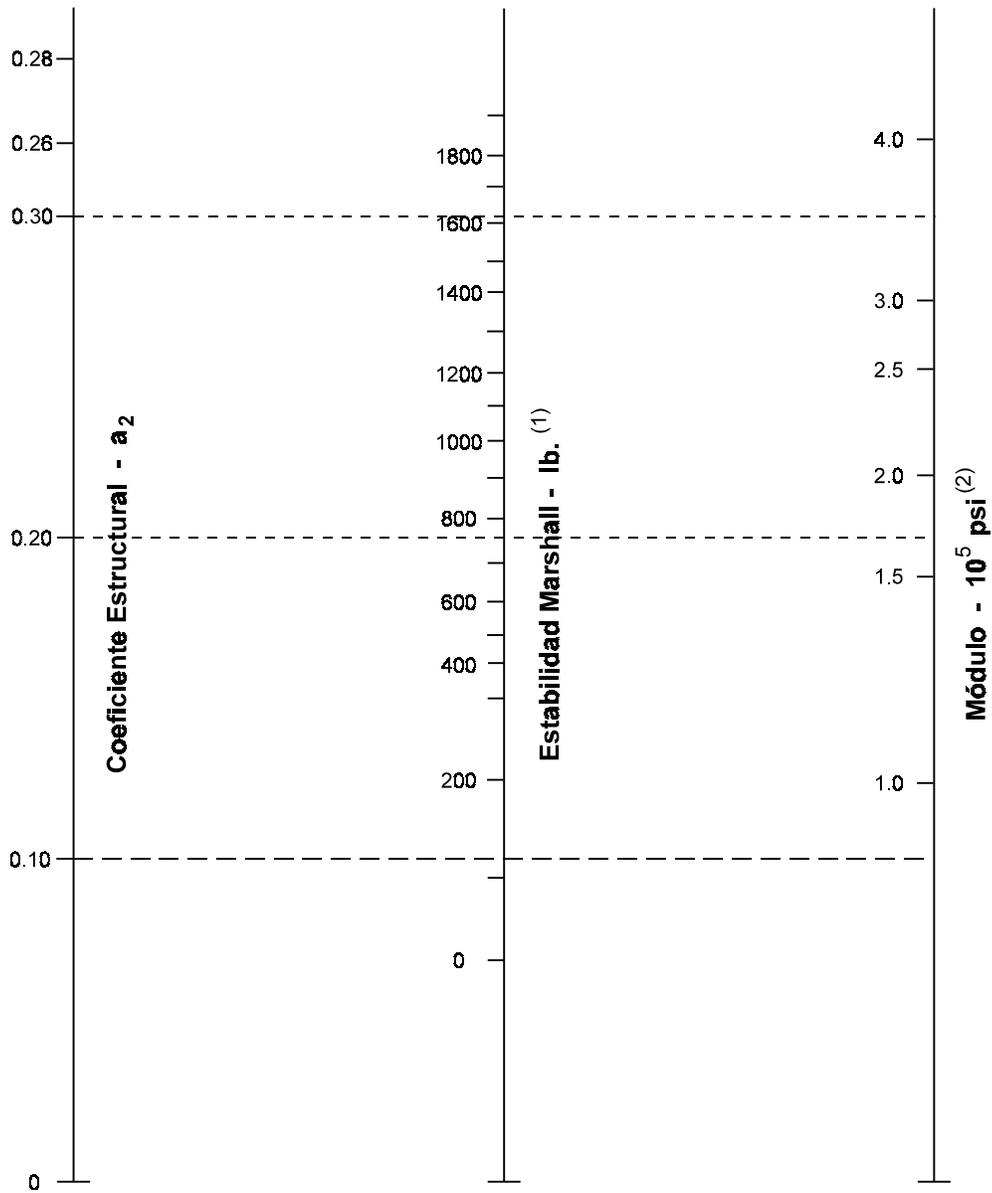
Figura 4.5.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA “a₂”, EN BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO PORTLAND.



(1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois, Louisiana y Texas.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.6.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA “a₂”, EN BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO.

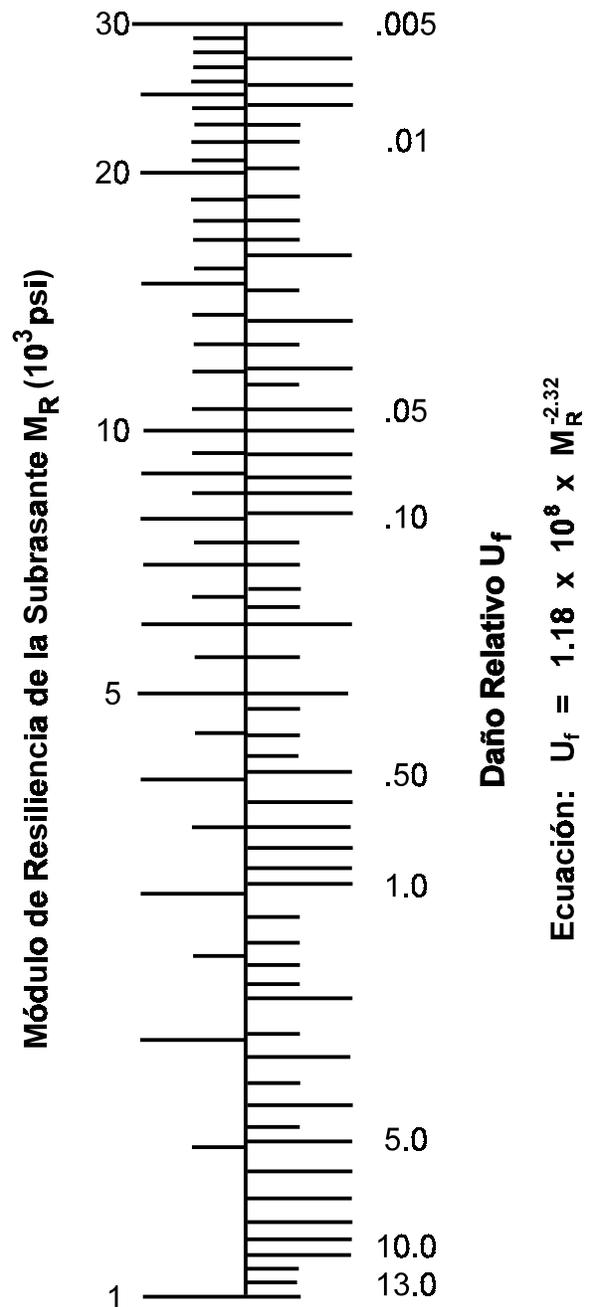


(1) Escala derivada por correlación obtenida de Illinois.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.7.- FORMATO PARA CALCULAR EL MÓDULO DE RESILIENCIA EFECTIVO DE LA SUBRASANTE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Mes	Módulo de Resiliencia de la Subrasante $M_R(\text{psi})$	Daño Relativo U_f
Ene.		
Feb.		
Mar.		
Abr.		
May.		
Jun.		
Jul.		
Ago.		
Sep.		
Oct.		
Nov.		
Dic.		
Sumatoria:	$\Sigma U_f =$	



III.- TERCERA PARTE. ALGUNAS COMPARACIONES ENTRE MÉTODOS DE DISEÑO.

En este Capítulo se presentan varios diseños para cuatro niveles de tránsito comunes en el país, con los mismos datos de entrada, para poder hacer una comparación entre los cuatro métodos de diseño analizados, que son los más usuales en México.

1.- Métodos analizados:

- | | |
|--|---|
| - Instituto de Ingeniería,
UNAM. México. | Instructivo para el Diseño Estructural
de Pavimentos Flexibles.
Reporte N° 444, Noviembre 1981. |
| -
Ministerio de Obras Públicas
de España, MOPU. | Catálogo de Secciones de Pavimentos
Flexibles y Rígidos, 1990. |
| - Instituto del Asfalto
de los E.U.A. | Método de Diseño de Espesores,
Pavimentos Flexibles, 1993. |
| - American Association of
State Highway and Transportation
Officials, AASHTO, Washington, D.C. | Método de Diseño, Sección Estructural
de Pavimentos, 1993. |

2.- Datos Comunes de Entrada en los Ejemplos:

1. El período de diseño seleccionado para la primera vida útil del pavimento, fue de 20 años.
2. El periodo de diseño adicional, para extender la vida del pavimento original, fue de 10 años, con lo que se totalizan 30 años globales para la sección estructural de los pavimentos en estudio.

3. La tasa de crecimiento anual, para el tránsito inicial aforado, es del 4% constante, a lo largo de los 30 años considerados.
4. Los tránsitos promedio diario anual seleccionados (TDPA), fueron de 500 para el tránsito “ligero”, 3,000 para el “mediano”, 10,000 para el “pesado” y 25,000 vehículos para el tránsito “muy pesado”, en ambas direcciones de la carretera y para todo tipo de vehículos; esto es para automóviles, autobuses y camiones.
5. Del flujo vehicular diario en ambas direcciones, se decidió considerar para el tránsito “ligero” un 85% de vehículos ligeros (automóviles y pick ups) y un 15% de vehículos pesados (autobuses foráneos de pasajeros y camiones de carga). Para el tránsito denominado “mediano”, se consideró un 80% de vehículos ligeros y un 20% de pesados. En el caso del tránsito “pesado”, se tomó un 70% de vehículos ligeros y un 30% de pesados. Por último, se estimó para el tránsito llamado “muy pesado”, un 60% del aforo para vehículos ligeros y un 40% para todos los pesados, incluyéndose tanto a los autobuses foráneos de pasajeros, como a los vehículos más comunes y representativos de los camiones de carga en México.
6. Para la comparación entre los 4 métodos estudiados y con el fin de diseñar las secciones estructurales de pavimentos flexibles correspondientes, se emplearon datos reales del Estudio Estadístico del Autotransporte que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través del Instituto Mexicano del Transporte y la Dirección General de Servicios Técnicos, ha venido realizando desde 1989 hasta la fecha.

Para obtener el efecto del vehículo sobre el pavimento, a través de los coeficientes de equivalencia de carga o de daño, se utilizaron los porcentajes medidos en el campo con los pesos de vehículos de carga que proporciona el Estudio Estadístico del Autotransporte del IMT y la SCT, diseñando las

secciones estructurales con los métodos señalados, pero involucrando en forma precisa los vehículos de carga totalmente vacíos, los que circulan parcialmente cargados con diferentes porcentajes, los que lo hacen conforme a Reglamento de Pesos y Dimensiones y los que operan con sobrepeso. Los datos mencionados en los párrafos anteriores, se pueden consultar para mayor detalle en las Ref. Nos. 4, 5, 6 y 7.

Para la distribución del tránsito en los vehículos de carga representativos del transporte que circula en la red federal de carreteras, se tomó la siguiente clasificación promedio, producto del Estudio Estadístico de Campo mencionado.

Tabla 2.1. PORCENTAJE PROMEDIO POR TIPO DE VEHÍCULO.

CLASIFICACIÓN VEHÍCULO:	PORCENTAJE PROMEDIO
C - 2	37
C - 3	19
T3 - S2	24
T3 - S3	16
T3 - S2 - R4	2

7. Para estandarizar el efecto del tránsito anteriormente descrito, se utilizó el concepto del “eje equivalente estándar” de 18,000 lbs (8.2 ton), calculando esos elementos para 20 y 30 años de período de diseño. A tal efecto, se emplearon los coeficientes de daño supuestos por AASHTO, en 1993, por otra parte de amplia utilización en la literatura especializada.

8. En cuanto a la caracterización de los materiales a utilizar para las diferentes capas que conforman la sección de los pavimentos a diseñar, se asignaron los siguientes valores de resistencia para subrasantes, subbases y bases:

Tabla 2.2. VALORES DE RESISTENCIA ASIGNADOS.

	VRS	Mr (psi)
Cuerpo terraplén	3	diseño
Capa Subrasante	5	6,000
Capa Subbase	30	15,000
Capa base	90-100	30,000
Superficie de rodamiento con asfalto	-	400,000

Nota: Con la finalidad de contrastar más los resultados, se estimó conveniente utilizar valores relativamente bajos de resistencia para el cuerpo de terraplén, la capa subrasante y la capa subbase, pues en la realidad es común encontrar valores de resistencia de suelos menos críticos. Por otra parte debe señalarse que valores tan bajos en las características de resistencia en el cuerpo del terraplén y subrasante no son convenientes dentro de una política de diseño técnica y económicamente exitosa.

Para el caso del Método Español, el catálogo de diseño vigente indica 3 tipos de capas de subrasante (explanada según la nomenclatura local):

- E₁ entre 5 y 10 de VRS
- E₂ entre 10 y 20 de VRS
- E₃ mayor de 20 VRS

En el mismo Método Español, para tránsitos pesados y muy pesados (T-1 y T-0) con Intensidad Media Diaria de Autobuses y Camiones entre 800, 2,000

y más de 2,000 en el carril de diseño, el método no considera subrasantes menores de 10 de Valor Relativo de Soporte.

9. Para el caso del tránsito “muy pesado” con volúmenes iniciales de 25,000 vehículos diarios en ambas direcciones y en virtud de la capacidad geométrica de tales vías, se consideraron 4 carriles de circulación, estimando el porcentaje adecuado de ejes equivalentes acumulados sobre el carril de diseño 50/60%, con un 60% de flujo direccional (DD); esto es, considerando que de un origen A a un destino B el 60% va y el 40% viene y adicionalmente se tomó un factor del 50% para el carril de diseño (DL) que es donde circulan los vehículos de carga.

10. En los métodos ejemplificados en este trabajo se consideró, en cuanto a factores o condiciones ambientales y otras variables de entrada comunes, lo siguiente:

- a) Temperatura Ambiental de Diseño: mayor o igual que 24 °C.
- b) Coeficiente por Drenaje: 1.2 para capas de base y subbase (AASHTO).
- c) Desviación Estándar Global: 0.35 para pavimento flexible (AASHTO).
- d) Nivel de Confianza R: 95 (AASHTO).
- e) Nivel de Confianza Qu: 90 (I. I. UNAM).
- f) Asfaltos: AC-20 o AC-40 (Instituto del Asfalto).

11. En todos los casos analizados con los 4 métodos de diseño y para los 4 niveles de tránsito considerados, se estimó un Índice Internacional de Rugosidad inicial de 2.0 metros por kilómetro (equivalente a 4.5 de Índice de Servicio Actual o PSI) y un valor de 6.0 metros por kilómetro para el Índice Internacional de Rugosidad final (equivalente a 2.5 de Índice de Servicio

Actual o PSI), momento en el que se ejercerá alguna acción de rehabilitación o refuerzo mayor, para extender el período de diseño original 10 años más y así lograr 30 años de vida útil. Con las consideraciones acotadas, se utilizó un Δ PSI o reducción del índice de servicio de 2.0 (Método AASHTO).

12. Los coeficientes estructurales de capas utilizados para carpeta, base y subbase, fueron respectivamente 0.42, 0.14 y 0.08, recomendados para materiales asfálticos y materiales granulares sin tratamiento. (AASHTO).
13. Con el objeto de realizar una comparación cuantitativa y no subjetiva, se decidió utilizar el término empleado por AASHTO en su metodología vigente del “Número Estructural Equivalente, SN”, para que en función de los espesores finales obtenidos con los 4 métodos de diseño, para todas y cada una de las condiciones descritas, junto con los coeficientes de capa estructurales, se obtuvieran valores equivalentes de cada sección final convertidas a SN.

En la Tabla 2.3, se pueden observar las 4 condiciones de tránsito vehicular consideradas (ligero, mediano, pesado y muy pesado), los 4 diferentes aforos vehiculares iniciales (TDPA 500, 3,000, 10,000 y 25,000), sus proyecciones a 20 y 30 años, los totales de vehículos involucrados en el año inicial, a los 20 y a los 30 años y los ejes sencillos estándar acumulados para los mismos periodos de diseño.

En la Tabla 2.4, se observan los “Números Estructurales Equivalentes, SN” obtenidos para cada condición preestablecida y para los 4 métodos de diseño analizados.

Tabla 2.3. RESUMEN DE TRÁNSITOS PROMEDIO Y TOTALES DE VEHÍCULOS Y EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS EN LOS PERÍODOS DE DISEÑO.

TDPA	VEHÍCULOS ACUMULADOS	EJES EQUIV. ACUMULADOS	AÑOS
<u>500</u>			Inicial
1,095	5'434,850	852,570	20
1,620	10'234,600	1'605,474	30
<u>3,000</u>			Inicial
6,570	32'609,100	6'731,457	20
9,720	61'407,600	12'676,007	30
<u>10,000</u>			Inicial
21,900	108'697,000	33'656,224	20
32,400	204'692,000	63'378,035	30
<u>25,000</u>			Inicial
54,750	271'742,500	56'094,388	20
81,000	511'730,000	105'631,342	30

Tabla 2.4. RESUMEN DE LAS SECCIONES DE PAVIMENTOS OBTENIDAS, EN FUNCIÓN DE SU NÚMERO ESTRUCTURAL EQUIVALENTE SN.

TRÁNSITO	AÑOS	II UNAM	MOPU	I ASFALTO	AASHTO
Ligero	20	2.7	3.1	4.4	3.6
	30	2.9	4.7	5.0	4.1
Mediano	20	3.3	6.1	6.3	4.8
	30	3.6	6.9	6.9	5.3
Pesado	20	4.0	6.3	7.9	6.0
	30	4.3	7.2	9.2	6.6
Muy Pesado	20	4.3	7.0	8.8	6.5
	30	4.5	8.2	10.0	7.1

Del análisis comparativo entre modelos de diseño de secciones estructurales de pavimentos flexibles, se observan diferencias importantes entre los 4 métodos analizados y para los diferentes niveles de tránsito que varían desde 500 vehículos diarios en ambas direcciones hasta 25,000, donde los espesores finales obtenidos convertidos a Número Estructural Equivalente, SN, muestran diferencias hasta del 100%. Este efecto es más marcado cuando se están proyectando secciones estructurales para tránsitos pesados y muy pesados, que involucran flujos vehiculares de 10,000, 25,000 y más vehículos diarios en ambas direcciones, con porcentajes de vehículos de carga del 30 y 40%.

Obsérvese que hay métodos de diseño que reaccionan con mucha mayor sensibilidad al crecimiento del tránsito que otros, lo cual parece ser una política de diseño conveniente, probablemente por el hecho de que las acciones de conservación se tornan muy peligrosas con tránsitos altos y éstas producirán rápidos deterioros a partir de secciones débiles.

IV.- CUARTA PARTE. COSTOS COMPARATIVOS DE SOLUCIONES.

Para complementar los resultados de los distintos métodos de dimensionamiento presentados en este trabajo, se hace a continuación un análisis de los costos a los que llegan las diferentes soluciones obtenidas, distinguiendo los costos de construcción inicial, los de acciones de conservación y, en forma especial, los de operación.

Para obtener las relaciones entre costos, se utilizaron niveles de tránsito de 500 vehículos, 3,000, 10,000, 25,000, 50,000 y 75,000 diarios (en ambas direcciones), con porcentajes de vehículos pesados que van del 15, 20, 30 y 40% respectivamente. Para estimar el número de ejes equivalentes de diseño, se consideraron las siguientes variables: carreteras de 2 carriles para los tránsitos de 500 a 10,000 vehículos diarios, de 4 carriles para 25,000 y de 6 carriles para 50,000 y 75,000 vehículos diarios; se supuso una tasa de crecimiento del tránsito del 4% anual y se utilizaron los coeficientes de daño sugeridos por el método AASHTO. En cuanto al peso de los vehículos de carga, se tomaron en cuenta los vacíos, los parcialmente cargados, los cargados conforme a reglamento y los sobrecargados utilizando los datos del Estudio Estadístico del Autotransporte de la SCT.

Para cuantificar los costos y obtener las relaciones entre secciones diseñadas, se utilizaron datos del tabulador SCT de principios de 1997, calculando exclusivamente los costos involucrados de la carpeta, la base y la subbase. En relación a los costos de conservación, se consideraron el mantenimiento rutinario preventivo, bacheo, sellado de grietas, drenaje, riegos de sello, el mantenimiento rutinario correctivo y el mantenimiento mayor, que implica acciones de reconstrucción y de refuerzo utilizando sobrecarpetas de concreto asfáltico.

El período considerado de vida útil del pavimento es de 30 años en todos los casos, estableciendo la premisa de no permitir que el Índice Internacional de

Rugosidad promedio supere los 4 m/Km (3.4 de ISA), con el objeto de garantizar al usuario un nivel de confort deseable a lo largo de toda la vida útil, y estableciendo un valor final de 6 m/Km (2.5 de ISA). El valor de IRI, inicial para todos los casos, fue de 2 m/Km (4.2 de ISA).

La estimación de los costos de operación vehicular para los 6 diferentes niveles de tránsito, se basa en valores generados por trabajos de investigación que ha desarrollado el IMT. (Ref. No. 5).

Para encontrar las relaciones entre los costos de las secciones robustas y débiles, los autores decidieron utilizar el concepto de “costo unitario” o “1 (uno) absoluto”; ya que el costo inicial de cada sección de pavimento para cada nivel de tránsito es diferente; esto es, el costo inicial de construcción de un pavimento para 500 vehículos diarios, obviamente es menor que el costo inicial de un pavimento diseñado para 25,000 ó 50,000 y 75,000 vehículos diarios. Para poder comparar las relaciones entre los 3 costos involucrados, se procedió a calcular el número de veces que representan los costos de mantenimiento y operación correspondientes sobre el costo inicial de construcción que se toma igual a “uno”.

En todos los casos analizados, se utilizó la misma estrategia empleada en la primera parte de este trabajo, para diseñar secciones estructurales que duren 20 años como vida inicial, extendiéndola 10 años más para lograr el total de 30 años de vida útil, por medio de un refuerzo o sobrecarpeta de concreto asfáltico, colocado sobre la sección original.

Los resultados de las comparaciones de costos se muestran en las Tablas 3, 4 y 5. La primera se refiere a soluciones con pavimentos que pudieran considerarse robustos. La Tabla 4, expresa lo mismo para secciones que pudieran considerarse débiles y la Tabla 5, de alguna manera trata de expresar la diferencia entre ambas políticas. En todos los casos la robustez o debilidad de la sección se expresa con el Número Estructural Equivalente SN.

**Tabla 3. RELACIONES ENTRE COSTOS PARA SECCIONES ROBUSTAS
DISEÑADAS PARA 30 AÑOS.**

TRÁNSITO TDPA	COSTO CONSTRUCCIÓN	COSTO MANTENIMIENTO	COSTO OPERACIÓN	“SN” FINAL	ESPEJOR TOTAL DE GRAVA EQUIV. (cm)
500	1	0.4	2	4.1	61
3,000	1	0.6	8	5.3	83
10,000	1	1.0	22	6.6	104
25,000	1	2.0	60	7.1	109
50,000	1	4.0	140	10.5	120
75,000	1	4.9	192	11.0	132

**Tabla 4. RELACIONES ENTRE COSTOS PARA SECCIONES DÉBILES
DISEÑADAS PARA 30 AÑOS.**

TRÁNSITO TDPA	COSTO CONSTRUCCIÓN	COSTO MANTENIMIENTO	COSTO OPERACIÓN	“SN” FINAL	ESPEJOR TOTAL DE GRAVA EQUIV. (cm)
500	1	0.5	3	2.9	55
3,000	1	0.8	12	3.6	64
10,000	1	1.5	37	4.3	76
25,000	1	3.0	110	4.5	80
50,000	1	6.5	210	4.9	87
75,000	1	8.1	383	5.0	96

Tabla 5. DIFERENCIAS ENTRE RELACIONES.

TRÁNSITO TDPA	SOBRECOSTO CONSTRUCCIÓN	SOBRECOSTO MANTENIMIENTO	SOBRECOSTO OPERACIÓN	DIF. “SN”	DIF. ESPEJOR
500	60%	0.1	1	1.2	6
3,000	50%	0.2	4	1.7	19
10,000	60%	0.5	15	2.3	28
25,000	60%	1.0	50	2.6	29
50,000	60%	2.5	70	5.6	33
75,000	60%	3.2	191	6.0	36

Comentarios.

- Del análisis comparativo entre modelos de diseño de secciones estructurales de pavimentos flexibles, se observan diferencias importantes entre los 4 métodos analizados y para los diferentes niveles de tránsito que varían desde 500 vehículos diarios en ambas direcciones hasta 25,000, donde los espesores finales obtenidos convertidos a Número Estructural Equivalente, SN, muestran diferencias hasta del 100%. Este efecto es más marcado cuando se están proyectando secciones estructurales para tránsitos pesados y muy pesados, que involucran flujos vehiculares de 10,000, 25,000 y más vehículos diarios en ambas direcciones, con porcentajes de vehículos de carga del 30 y 40%.
- Cuando se calcularon los totales de ejes equivalentes acumulados en períodos de 20 y 30 años, para condiciones de volúmenes de tránsito diario muy intensos (TDPA 25,000) y altos porcentajes de vehículos pesados, se observaron limitaciones en los 4 métodos de diseño analizados, para calcular con ese parámetro de diseño y el Módulo de Resiliencia de la capa subrasante, los espesores totales de la sección estructural del pavimento. Lo anterior se debe en gran medida, a los fuertes porcentajes de vehículos pesados supuestos, situación que aunque parece extrema para ejemplos de cálculo, en el México actual ya se presenta en casos de carreteras con altas cifras de flujos vehiculares, y con porcentajes de vehículos de carga de hasta un 40%.
- Se hace evidente la recomendación de prestar especial atención cuando se diseñen pavimentos flexibles para carreteras, que involucren suelos naturales difíciles o pobres en cuanto a características y resistencia y cuando el proyectista está involucrado en el diseño de carreteras que soporten altos

flujos vehiculares en ambas direcciones (TDPA 10,000 o mayor) y porcentajes de vehículos de carga pesados del orden del 30 y 40% del total.

- Se observa que los métodos empíricos de diseño para pavimentos flexibles analizados, requieren de revisión y actualización, involucrando condiciones reales y actuales del transporte y una mayor investigación en la caracterización de materiales que componen los pavimentos, pues se estima que, en el caso particular de México, los parámetros de diseño originales han sido rebasados por las condiciones del transporte carretero, en cuanto a volúmenes, pesos y composición del tránsito actuales y futuras. Adicionalmente, se estima que no basta considerar para diseño vehículos vacíos y cargados, sino que deben tomarse en cuenta los vehículos vacíos, los parcialmente cargados con sus respectivos porcentajes de carga, los cargados conforme a reglamento y los sobrecargados con sus porcentajes de exceso. Esto es ahora posible en México gracias al Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte que realiza la SCT.
- En cuanto a los costos de construcción inicial se puede notar que, en todos los casos para los 6 diferentes niveles de tránsito, las secciones llamadas robustas diseñadas para 30 años, requieren de una mayor inversión inicial, del orden del 60%, que lo que requieren las secciones débiles. Sin embargo, se observa que las relaciones de costos de mantenimiento que se requerirán a lo largo de la vida útil del pavimento pueden triplicarse y más cuando la sección es débil.
- Para los casos de diseño de pavimentos que soportarán tránsitos pesados y muy pesados, esto es, 10,000, 25,000, 50,000 y 75,000 vehículos diarios, en ambas direcciones, se pueden apreciar diferencias significativas en los costos de operación, que compensan con creces, el costo apropiado en la construcción inicial, entre el diseño de un pavimento débil y un pavimento adecuado.

- Se puede observar en las Tablas 3, 4 y 5 que a lo largo de los 30 años, la relación entre el costo de mantenimiento y el costo inicial de construcción, siempre es mayor para las secciones débiles.
- En cuanto a los costos de operación, se observan para los niveles de tránsito pesado y muy pesado (TDPA 10,000 - 75,000), secciones robustas con 22, 60, 140 y 192 veces el costo inicial de construcción; para las secciones débiles se pueden ver en los mismos niveles, costos de operación de 37, 110, 210 y 383 veces el costo inicial de construcción, lo que arroja diferencias o sobrecostos de operación de 15, 50, 70 y 191 veces respectivamente; esto es un sobrecosto adicional, que a todas luces representa una gran desventaja económica en la vida del pavimento, resultado de construir secciones escasas.

V.- QUINTA PARTE. INVESTIGACIONES RECIENTES.

1.- Introducción.

En este capítulo se presenta un panorama general y un análisis crítico de algunas de las investigaciones que sobre comportamiento y diseño de pavimentos se están llevando a cabo a nivel internacional.

2.- Programas de Investigación en los Estados Unidos.

2.1.- Antecedentes.

La red de carreteras interestatales de los Estados Unidos fue modernizada entre los años 1955 a 1995 esencialmente, dando lugar a uno de los sistemas de transporte más masivo y moderno del mundo. Sin embargo, 15 años antes de que dicho sistema fuese completado se empezaron a observar niveles de deterioro importantes en las carreteras. Esta situación comprometía la inversión realizada dado los altos costos necesarios para mantener, rehabilitar y operar la red actual. En respuesta a esta situación, y por iniciativa de la *Federal Highway Administration* (FHWA) del Departamento de Transporte de los Estados Unidos, se estableció durante 1987 el programa denominado SHRP (*Strategic Highway Research Program*) como una unidad independiente del Consejo Nacional para la Investigación Científica de ese país.

Lo anterior implica, necesariamente, el reconocimiento de que los métodos de diseño tradicionalmente utilizados, que son fundamentalmente empíricos, son inadecuados para las condiciones de tránsito actuales en los Estados Unidos. De hecho, la aplicación de esos métodos para las condiciones de tránsito en México, también presenta limitaciones tal y como se indicó en los capítulos anteriores.

El objetivo global del programa SHRP es el de proveer las herramientas necesarias para mejorar el comportamiento de los pavimentos e incrementar así la duración de su vida útil, mejorando las condiciones de transporte sin ocasionar mayores incrementos en los recursos financieros. Las áreas estratégicas en las cuales el programa SHRP enfoca su atención son las siguientes:

- * Asfaltos
- * Mantenimiento de pavimentos
- * Concreto Hidráulico
- * Comportamiento a largo plazo de pavimentos

2.2.- Asfaltos.

Dentro del tema de los asfaltos, el programa SHRP considera que el mejoramiento del comportamiento de los pavimentos deberá estar sujeto a un programa de investigación que permita aumentar el conocimiento de las propiedades físicas, químicas, reológicas y mecánicas de cementos y concretos asfálticos. Los resultados de la investigación deberán permitir:

- a) El desarrollo de nuevas especificaciones para ligantes asfálticos, desde el punto de vista del comportamiento esperado del pavimento, así como de los métodos y equipos de ensaye adecuados;
- b) Diseñar un sistema computacional para el diseño de mezclas asfálticas, con base también en el comportamiento esperado, incluyendo métodos y equipos de ensaye;
- c) Proponer una metodología para la evaluación de asfaltos modificados.

Dado lo complejo de la química de los asfaltos, las especificaciones correspondientes actuales han sido desarrolladas hasta ahora tomando como

base pruebas para la determinación de propiedades físicas únicamente. Ejemplo de esas pruebas son las de penetración, viscosidad y ductilidad, que se realizan en condiciones de temperatura estándar. La correlación entre esas pruebas y el comportamiento de un pavimento es completamente empírica, por lo que se requiere que transcurra mucho tiempo antes de poderla validar adecuadamente. Un ejemplo de lo anterior lo constituye la prueba de penetración. Esta prueba da una indicación de la rigidez del asfalto, pero una relación entre penetración y comportamiento no se ha podido obtener por la experiencia. Otra limitación de los ensayos actuales es que los resultados no cubren el rango completo de temperaturas típicas en pavimentos. Por ejemplo, aunque la viscosidad es una propiedad fundamental de flujo, el ensayo provee sólo información del comportamiento viscoso a altas temperaturas, ya que la prueba se realiza a 60 y 135 °C. Del mismo modo, el ensayo de penetración sólo describe la consistencia del asfalto a temperaturas medias (25 °C). El comportamiento elástico del asfalto a bajas temperaturas no puede predecirse realísticamente a partir de esa información.

Por ejemplo, se ha reportado que las especificaciones actuales para asfaltos, basadas en viscosidad y penetración, pueden clasificar diferentes productos en una misma categoría, aun cuando tengan distintas características de comportamiento, en lo referente a deformación permanente y a fracturamiento por fatiga. Puede haber asfaltos con la misma consistencia a bajas temperaturas pero diferentes a altas temperaturas. Algunos asfaltos únicamente pueden coincidir en el valor de la consistencia a 60 °C. Como esos asfaltos se clasifican actualmente en una misma categoría, se puede esperar, erróneamente, que tengan las mismas características durante el proceso de construcción y el mismo comportamiento en condiciones climáticas diferentes.

Debido a lo anterior y a otras cosas, el programa SHRP propone una serie de nuevas especificaciones para asfaltos, modificados o no, basadas en la realización de ensayos de laboratorio relativamente novedosos. Estos ensayos permiten

medir propiedades físicas del asfalto que están relacionadas directamente con su comportamiento real en campo. La Tabla 2.1 lista los nuevos equipos de prueba con una breve descripción de su utilización en las nuevas especificaciones.

Las nuevas especificaciones consideran las tres etapas críticas durante la vida del asfalto. Los ensayos realizados sobre el asfalto virgen original representan las etapas de su transporte, almacenamiento y manejo. La siguiente etapa es la de producción de la mezcla asfáltica y construcción, que se simula con la *prueba de la película delgada*. La tercera y última etapa del asfalto, que corresponde a la vida útil del pavimento, se simula por medio del *Recipiente Hermético de Envejecimiento*. Los detalles de los procedimientos de dichos ensayos y especificaciones las puede consultar el lector en la Ref. No. 19. El uso de las nuevas especificaciones debe permitir la selección del asfalto adecuado en función de las condiciones locales de temperatura, para obtener siempre un buen comportamiento durante las condiciones de trabajo del pavimento.

Tabla 2.1. BREVE MENCIÓN DE LOS EQUIPOS DE PRUEBA QUE PROPONE EL PROGRAMA SHRP PARA EVALUARLAS PROPIEDADES DEL ASFALTO. (Ref. No. 19).

PROPIEDAD	EQUIPO	PROPÓSITO
Deformación Permanente y Fracturamiento por Fatiga	Horno para la prueba de la película delgada; recipiente hermético de envejecimiento.	Simulan el envejecimiento del asfalto.
	Reómetro de corte dinámico.	Mide las propiedades del asfalto a temperaturas intermedias y altas.
Flujo	Viscosímetro rotacional.	Mide las propiedades del asfalto a altas temperaturas.
Fracturamiento por Bajas Temperaturas	Reómetro para flexión en vigas.	Miden las propiedades del asfalto a bajas temperaturas.
	Equipo de tensión directa.	

Sin duda, en lo que a asfaltos se refiere, el programa SHRP está proponiendo procedimientos y equipos que serán de mucha utilidad. Por ejemplo, en las nuevas especificaciones se proponen 21 tipos de ligantes asfálticos clasificados de acuerdo con los valores obtenidos en nuevos ensayos de laboratorio y a partir de la temperatura esperada en campo. Sin embargo, aún cuando existe una aparente correlación entre los resultados de esos nuevos ensayos y el comportamiento esperado del pavimento, la validación definitiva de la metodología propuesta dependerá del comportamiento observado en pavimentos reales. Además, los resultados que se obtienen en los ensayos relativos a mezclas asfálticas presentan todavía mucha dispersión experimental. (Ref. Nos. 23 y 24). Al respecto, se han reportado algunos casos de tramos experimentales, diseñados con la metodología propuesta por SHRP, que presentaron prematuramente niveles elevados de deformación permanente (Ref. No. 25).

2.3.- Concreto Hidráulico.

En lo referente al área de Concreto Hidráulico, el programa SHRP persigue el desarrollar el conocimiento, equipos y metodología necesarios para producir y utilizar concretos de mayor duración para aplicaciones carreteras. El comportamiento de pavimentos de concreto depende del diseño de la estructura, de la composición y calidad de los materiales que constituyen el concreto, del cuidado con el que es colocado, consolidado y terminado y de su correcto curado. Por lo anterior, las actividades de investigación están encaminadas a mejorar las tecnologías de materiales y producción del concreto así como las técnicas de construcción. El presente trabajo versa sobre los pavimentos asfálticos, por lo que el lector interesado puede consultar la Ref. No. 20 para mayor detalle sobre esta área de investigación.

2.4.- Mantenimiento en pavimentos.

En esta línea de investigación el objetivo del programa SHRP consiste en evaluar la práctica actual de las operaciones comunes de mantenimiento en pavimentos. Lo anterior incluye técnicas de mantenimiento preventivo, técnicas para la evaluación de la condición superficial y estructural de un pavimento, dispositivos de seguridad para el control del tránsito durante las actividades de mantenimiento y señalamientos de protección para los trabajadores, así como técnicas para el control y manejo de nieve y hielo. Una mayor información la encontrará el lector en la Ref. No. 21.

2.5.- Comportamiento de pavimentos a largo plazo.

La importancia de ésta área se explica por los altos costos que implican, en la hora actual, las actividades de rehabilitación y reconstrucción de pavimentos en los Estados Unidos. A pesar de ello, no se había desarrollado ningún proyecto de investigación para mejorar el entendimiento del comportamiento de los pavimentos a largo plazo desde la realización del tramo experimental AASHO en 1960. Poco se conoce la influencia, en el comportamiento de los pavimentos, de variables tales como las condiciones climáticas, prácticas de conservación y mantenimiento, efectos de la carga repetida a largo plazo, variaciones de los materiales y prácticas constructivas. El programa SHRP en esta área pretende incrementar la vida de los pavimentos investigando su comportamiento para secciones estructurales diferentes, materiales de construcción y niveles de carga también diferentes y considerando la influencia del tipo de medio ambiente en que se encuentran, del terreno de cimentación y de las prácticas de conservación y mantenimiento. Las actividades de investigación a realizar son (Ref. No. 22):

- Evaluación de los métodos de diseño existentes.
- Desarrollo de estrategias y procedimientos de diseño para la rehabilitación de pavimentos existentes.

- Desarrollo de ecuaciones de diseño mejoradas para pavimentos nuevos o reconstruidos.
- Determinación de los efectos en el comportamiento y deterioro de pavimentos, de los niveles de carga, del medio ambiente, variabilidad y propiedades de los materiales, calidad de la construcción y niveles de mantenimiento.
- Determinación de los procedimientos de diseño específicos para mejorar el comportamiento de los pavimentos.
- Crear una base de datos nacional (E.E.U.U.) para soportar esos objetivos y necesidades futuras.

Después de cinco años de observación, la gran mayoría de los pavimentos diseñados con la metodología SHRP se ha comportado de acuerdo con lo esperado; es decir, los niveles observados de deformación permanente y de fracturamiento por fatiga han sido satisfactorios (Ref. No. 26). De hecho, ya existe una gran base de datos disponible (Ref. No. 27) que contiene información de 2,400 tramos de prueba . Sin embargo, es de prever que toda esa información sea de difícil interpretación, ya que en dichos tramos de prueba no existe un control total de los distintos factores que influyen en el comportamiento de los pavimentos.

3.- Programas de Investigación Europeos.

3.1.- Introducción.

Entre los años 1989 y 90 se llevó a cabo una colaboración internacional entre 14 países miembros de la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos (OCDE), principalmente europeos, para el desarrollo de un programa de investigación sobre pavimentos. A dicho programa se le denominó *Proyecto FORCE* (First OECD Research Common Experiment). Los objetivos del proyecto fueron básicamente los dos siguientes:

- Contribuir a la investigación actual sobre el comportamiento de materiales para carreteras y procedimientos de diseño para pavimentos.
- Demostrar la capacidad real de colaboración internacional en un tema de interés mutuo.

El experimento se realizó en dos etapas. La primera se llevó a cabo en la pista de pruebas a escala natural del Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC), ubicada en la ciudad de Nantes, Francia. La segunda etapa consistió en trabajos individuales en otros países con experimentos similares. Los objetivos técnicos de la primera etapa fueron la realización de ensayos de fatiga sobre diferentes estructuras de pavimento para cargas repetidas de 10 y 11.5 toneladas por eje, la verificación de los procedimientos de diseño y mantenimiento utilizados por los países participantes y la estandarización de equipos de prueba, procedimientos de medición y de interpretación de resultados. En la segunda etapa del proyecto se buscó la comparación de resultados obtenidos en experimentos similares, pero en diferentes lugares. La discusión de los resultados obtenidos se puede dividir en tres grupos; el primero relacionado con las características de los pavimentos y materiales en el experimento; el segundo con el comportamiento mecánico medido de los mismos y, finalmente, el relativo a los ensayos cruzados realizados por otros países. Cada uno de estos grupos se discute a continuación.

3.2.- Pavimentos y materiales utilizados.

Un tema central en lo relativo al comportamiento de pavimentos es, sin duda, el problema de las propiedades de los materiales que lo conforman. Dado que la tendencia actual de mucha investigación sigue hacia el uso de modelos matemáticos, basados en las teorías de la elasticidad y viscoelasticidad, ha llegado a ser esencial en la investigación de campo el tener información confiable sobre las especificaciones de los materiales utilizados, así como de sus propiedades mecánicas. Sin lo anterior, es muy difícil el explicar las desviaciones

entre los comportamientos esperado y observado de los pavimentos. Es interesante notar que, mientras muchos de los participantes en el *Proyecto FORCE* eran capaces de evaluar la composición y propiedades de los materiales asfálticos, pocos podían hacer lo mismo, por falta de infraestructura, para los materiales granulares empleados y menos aún para los suelos utilizados. Esto es un reflejo de la tendencia, en los últimos años, hacia el estudio principal del comportamiento de materiales asfálticos. Sin embargo, es claro que la investigación sobre pavimentos es imposible sin un conocimiento completo del comportamiento mecánico de los suelos. Lo anterior fue reconocido por los países participantes y se consideró para una futura cooperación internacional.

Entre las conclusiones importantes destaca la utilidad de equipos de campo para la evaluación de la capacidad estructural de los pavimentos. En particular, se señala que los deflectómetros de impacto (en inglés *FWD-Falling Weight Deflectometers*) son equipos que pueden propiciar la obtención rápida de información útil sobre la resistencia relativa en cada una de las diferentes capas de un pavimento. Dicha información se puede correlacionar con otras mediciones realizadas en esas áreas. Además, los valores de deflexión obtenidos pueden servir, con una interpretación cuidadosa, para estimar los módulos de elasticidad de cada una de las capas que constituyen la sección estructural del pavimento. Sigue en pie el hecho de que todos los deflectómetros de impacto miden algo que es diferente de las deformaciones que sufre un pavimento a largo plazo, por lo que están sujetos para su correcta interpretación a un problema de correlación experimental.

3.3.- Comportamiento observado.

Durante el experimento de Nantes se recopiló información sobre deflexiones, temperaturas, longitud de fisuras, profundidad de roderas, condiciones climáticas, deformaciones en el pavimento, etc. En total se acumularon 60 millones de valores que necesitan un manejo e interpretación adecuados. A pesar de toda esa

información, algunos investigadores concluyeron que son necesarias mediciones más extensivas y frecuentes, para hacer comparaciones entre lo teórico y lo medido. Esto hace ver que en este tipo de experimentos el problema del tratamiento de la información es muy importante. La cantidad de datos necesaria se puede determinar adecuadamente a partir de una teoría de comportamiento mecánico de pavimentos adecuada. Hasta ahora, los modelos utilizados están basados en los métodos mecanicistas que se describen con mayor detalle posteriormente. Tal cantidad de datos hace necesario el uso de análisis estadísticos para el tratamiento de la información, para interpretar los resultados y poder obtener conclusiones. Una alternativa al uso de los métodos estadísticos es el análisis dimensional, para identificar *a priori* las variables importantes que necesitan ser medidas en un experimento. Cabe señalar que Westergaard, en 1926, utilizó el análisis dimensional para estudiar el problema del cálculo del esfuerzo de tensión máximo en pavimentos rígidos.

Entre las conclusiones más relevantes obtenidas cabe destacar las siguientes:

- La tecnología actual permite la medición de deflexiones con una precisión aceptable, pero la medición de deformaciones no es todavía confiable.
- La deformación permanente observada es proporcional a la rigidez de la estructura de pavimento. Al parecer, lo anterior no se puede afirmar para el caso de agrietamientos, o deformaciones importantes.
- Entre los factores que influyen más en el comportamiento se indicaron la calidad del suelo de apoyo y el espesor de la carpeta asfáltica.
- Los factores de equivalencia entre las cargas estudiadas de 10 y 11.5 Ton dependen del tipo de deterioro a considerar.

3.4.- Ensayes cruzados.

Como ya se indicó anteriormente, la segunda etapa del *Programa FORCE* consistió en la realización de experimentos similares en países tales como España, Estados Unidos, Australia, Finlandia y otros. Estos ensayes cruzados tuvieron como objetivo comparar los resultados obtenidos en la ciudad de Nantes con otros en instalaciones diferentes sobre estructuras de pavimento similares. Sin embargo, las diferencias entre resultados fueron muy importantes. Lo anterior cuestiona la realización de ensayes cruzados en diversos países; sin embargo, los costos involucrados en los experimentos a gran escala hace que el número de variables que se puede incluir en el programa experimental correspondiente sea limitado. Lo anterior llama necesariamente a una cooperación internacional para obtener mayores ventajas de las instalaciones de prueba disponibles.

4.- Métodos de Diseño Mecanicistas.

4.1.- Introducción.

Recientemente, el gran desarrollo en la computación ha permitido que muchas teorías de análisis puedan aplicarse a las condiciones prácticas. Esta aplicación se efectúa mediante el uso de nomogramas, ecuaciones de diseño o catálogos de estructuras. Además, gracias al amplio uso de la computadora, existe la tendencia a utilizarlas directamente en los nuevos métodos de diseño, con diversas modalidades, como análisis estructural empleando sistemas de capas múltiples o mediante elementos finitos. De esta manera se utilizan, cada vez con mayor frecuencia, los modelos de simulación para el diseño de pavimentos (Ref. No. 18).

Los métodos de diseño para pavimentos flexibles se pueden clasificar de una manera general en cinco categorías, como se indica en la Tabla 4.1. El método empírico más conocido es sin duda el del Valor Relativo de Soporte (VRS), basado en la realización y resultados de la prueba del mismo nombre.

Actualmente se reconoce (Ref. Nos. 16 y 17) que el VRS parece un índice demasiado sujeto a condiciones circunstanciales como para considerarlo un buen índice del comportamiento mecánico de un suelo y, sin embargo, probablemente más de la mitad de los pavimentos en el mundo se siguen diseñando con este método. Los métodos basados en el equilibrio límite consisten fundamentalmente en determinar el espesor de pavimento necesario para que no se presenten fallas por sobrepasar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; estos métodos se utilizan poco, ya que los pavimentos modernos deben diseñarse no sólo bajo un criterio de resistencia sino con un criterio de deformación permanente. En lo que respecta al uso de ecuaciones de regresión obtenidas en tramos de prueba para el diseño de pavimentos, un buen ejemplo lo constituye el Método AASHTO (Ref. No. 12). Este método es utilizado en varios países, incluyendo México, aún cuando tiene sus mayores dificultades de aplicación en países de clima cálido como el mexicano.

Tabla 4.1. CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES. (Ref. No. 14).

Método	Diseño en función de ...	Limitaciones
Empírico.	Tipo de suelo (granulometría y plasticidad) y un índice de resistencia, ej., el VRS.	Todas las desventajas de la correlación experimental.
Equilibrio límite.	La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.	Los pavimentos fallan primero por pérdida de funcionalidad.
Deflexión límite.	La deflexión permisible en la superficie del pavimento.	Los pavimentos fallan por esfuerzos y deformaciones excesivos, y no necesariamente por deflexiones excesivas.
Regresión.	Resultados obtenidos en tramos de prueba.	Sólo aplicable para las condiciones de prueba.
Mecanicistas.	La mecánica de los materiales que conforman el pavimento.	Necesita una calibración en función del comportamiento real observado. Asume las hipótesis de las teorías de la elasticidad y la visco-elasticidad.

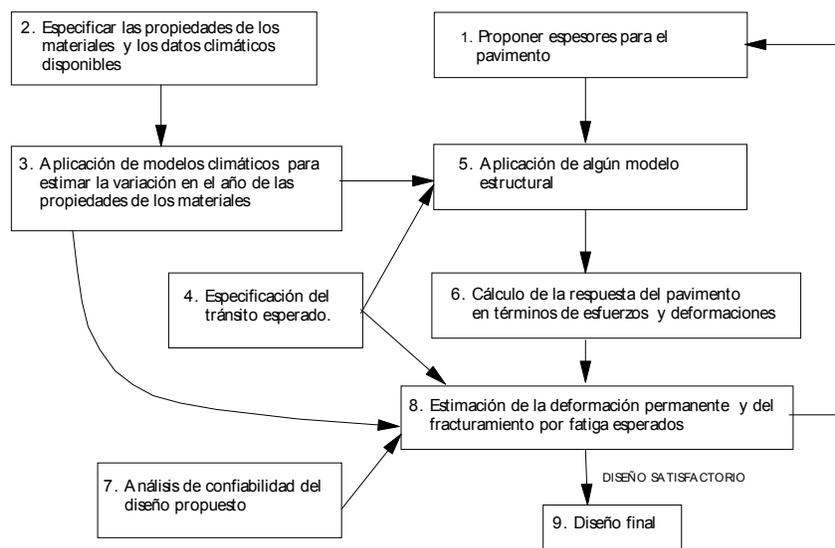
Las tendencias actuales en lo que se refiere a métodos de diseño, indican una preferencia marcada por el desarrollo de métodos "racionales", basados en la

mecánica de los materiales que conforman el pavimento. Estos métodos se han calificado como mecanicistas, en el sentido que relacionan los niveles de la sollicitación (cargas por eje) transmitida al sistema estructural que constituye el pavimento, con la respuesta obtenida en términos de esfuerzos y deformaciones. La respuesta así obtenida permite predecir, en principio, los niveles de deterioro esperados a partir de ensayos de laboratorio y del comportamiento observado en campo. La dependencia en el comportamiento observado del pavimento es necesaria, ya que la Teoría sola ha demostrado no ser suficiente para la realización de diseños reales.

4.2.- Metodología general de los diseños mecanicistas.

La Figura 4.1 muestra la metodología general para el diseño de pavimentos flexibles. En dicha figura se asume que los materiales utilizados en la estructura del pavimento son conocidos a priori y que sólo sus espesores están sujetos a iteraciones de diseño. Si los espesores propuestos no satisfacen los requisitos de diseño, será entonces necesario cambiar los tipos y propiedades de los materiales a utilizar. En lo que sigue se explica brevemente cada uno de los pasos que constituyen la metodología.

Figura 4.1. METODOLOGÍA GENERAL PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS



4.2.1.- Configuración del pavimento.

El primer paso de la metodología implica la suposición de una configuración inicial del pavimento que incluye el número de capas, su espesor y el tipo de materiales a utilizar. Esto se puede realizar convenientemente con base en la experiencia local ya adquirida o haciendo referencia a catálogos de secciones estructurales para pavimentos, como los que emplean países como Francia y España. Las especificaciones de los materiales a utilizar en cada una de las capas pueden basarse en la experiencia ya validada o apoyarse en recomendaciones como las que se indican en la Ref. No. 11.

4.2.2.- Caracterización de materiales.

La propiedad básica de los materiales que conforman las capas de un pavimento (carpeta asfáltica, base, subbase y subrasante) es el *Módulo de Resiliencia*, que es una medida de las propiedades elásticas de un suelo, pero reconociendo la existencia de características no lineales en su comportamiento.

Según AASHTO (Ref. No. 12) el Módulo de Resiliencia está llamado a sustituir al Valor Relativo de Soporte por las razones siguientes:

- Se supone que es una propiedad mecánica básica que puede usarse en análisis mecanicistas de sistemas de capas múltiples para predecir diferentes tipos de deterioros, como son el agrietamiento, las deformaciones permanentes, la rugosidad, etc.,
- El procedimiento para su obtención está normalizado según método AASHTO T 274,

- Se le ha reconocido internacionalmente como método para la caracterización de materiales y para su uso en diseño y evaluación de pavimentos,
- Existen técnicas no destructivas para su medición indirecta en campo.

La dificultad actual que existe para la determinación y uso común del módulo de resiliencia es la necesidad de equipos triaxiales cíclicos, que no son todavía comunes en los laboratorios de pruebas. Debido a ello se han propuesto varias ecuaciones de correlación entre el Módulo de Resiliencia y otros parámetros de fácil obtención como el Valor Relativo de Soporte. Dichas correlaciones son de dudosa extrapolación a las condiciones nacionales, por lo que su uso no es recomendable.

Sin embargo, el Módulo de Resiliencia es un concepto muy discutible. Cuando un suelo se somete a carga cíclica se observa, experimentalmente, que después de la aplicación de cada ciclo de carga existe una parte de la deformación que se recupera y otra que es permanente. La acumulación de la deformación permanente al cabo de un gran número de ciclos es una de las principales causas del deterioro de los pavimentos. Hasta ahora no se ha demostrado definitivamente que el módulo de resiliencia tenga una correlación con la magnitud de la deformación permanente que se puede producir para un cierto nivel de esfuerzo cíclico. Además, el módulo de resiliencia es un parámetro que no forma parte de ninguna teoría física conocida. El hecho de considerarlo como valor del módulo de Young, dentro de los análisis elásticos, es sólo un artificio para poder calcular esfuerzos y deformaciones en la sección estructural de un pavimento.

4.2.3.- Modelos climáticos.

Si la temperatura y los contenidos de agua en el pavimento varían considerablemente durante el año, será necesario considerar diferentes valores para los módulos de resiliencia de cada una de las capas que conforman el

pavimento en función de la época. La determinación de dicha variación necesita la utilización de modelos climáticos. Estos modelos incluyen los modelos de transferencia de calor (Ref. No. 28) para determinar la distribución espacial y temporal de temperaturas, los modelos de equilibrio (Ref. No. 29) para determinar la distribución final de humedades a nivel de la subrasante y los modelos de infiltración y drenaje (Ref. No. 30) para poder predecir el grado de saturación en capas granulares. La utilización práctica de los modelos climáticos necesita la determinación y/o la medición de ciertos parámetros como los datos climáticos y las propiedades térmicas de los materiales. Los datos climáticos incluyen las temperaturas del aire diarias máxima y mínima, la velocidad del viento y el porcentaje de insolación. Las propiedades térmicas incluyen la conductividad térmica, el calor específico y el punto de fusión. La conductividad térmica se define como la medida de la rapidez de transferencia de calor a través de un material. El calor específico es el calor requerido para elevar en un grado la temperatura de una unidad de masa de una sustancia. El punto de fusión se refiere a la temperatura en la cual se presenta la transformación de sólido a líquido al calentar un material.

El grado de saturación en la base y en la subrasante se predice diariamente considerando la distribución de probabilidad de la cantidad de lluvia, las probabilidades de días secos y lluviosos, la infiltración de agua en el pavimento a través de grietas y juntas, el drenaje de la capa de base, y las probabilidades de aumento o disminución del contenido de agua en las capas del pavimento.

La temperatura y la humedad son variables climáticas importantes en el diseño de pavimentos. El módulo de la carpeta asfáltica depende de la temperatura del pavimento, mientras que los módulos de la base, subbase y subrasante varían considerablemente con los cambios en sus contenidos de agua. En suelos cohesivos, incluyendo suelos granulares con un significativo porcentaje de finos, la resistencia y el módulo de resiliencia son muy sensibles a pequeños cambios en el contenido de agua (del orden del 1 %).

4.2.4.- Condiciones de tránsito.

El tránsito debe subdividirse en un cierto número de grupos, cada uno con diferentes configuraciones, pesos y número de repeticiones. El peso, la configuración, separación entre ejes, el radio y la presión de contacto son variables utilizadas en los modelos estructurales (sección 4.2.5), mientras que el número de repeticiones se usa en los modelos de deterioro (sección 4.2.8). En México, las condiciones de tránsito actuales se conocen con buena aproximación gracias a los aforos y al Estudio Estadístico del Autotransporte, realizado por la SCT. (Ref. No. 4).

4.2.5.- Modelos estructurales.

El desarrollo de la futura guía AASHTO para diseño de pavimentos usará modelos estructurales de elementos finitos o basados en sistemas multicapas.

En Estados Unidos, los programas más recomendados son los denominados ILLI-PAVE y MICH-PAVE, el primero desarrollado por la Universidad de Illinois y el segundo por la de Michigan. Según Huang (Ref. No. 14), esos programas presentan muchas deficiencias que necesitan corregirse antes de poder utilizarse confiablemente. El problema más serio es que las soluciones elásticas lineales obtenidas por esos modelos difieren notablemente de las obtenidas usando la Teoría de Elasticidad de capas múltiples.

Otra limitación es la representación de las cargas por eje por una sola área circular. Se puede demostrar que el uso de un eje sencillo equivalente para reemplazar un eje dual conduce a un subdiseño para pavimentos con carpetas asfálticas de pequeño espesor, ya que debido al radio de contacto más grande en el eje sencillo las deformaciones de tensión en la base de la carpeta son menores

que las obtenidas bajo un eje dual. Se necesita aumentar la capacidad de esos modelos introduciendo la posibilidad de modelar ejes múltiples.

En el mercado están disponibles muchos programas que utilizan este tipo de modelos. Los más comunes son los denominados ELSYM5 (FHWA), KENLAYER (Universidad de Kentucky), VESYS (MIT) y DAMA (AI). De esos modelos, el más versátil parece ser KENLAYER, ya que permite modelar sistemas de pavimento compuestos de capas cuyo comportamiento puede ser elástico lineal o no lineal o bien viscoelástico y bajo sistemas de carga con ejes múltiples.

La utilización de estos modelos implica la aceptación de las hipótesis de las teorías de la elasticidad y de la viscoelasticidad. Aún cuando se ha observado experimentalmente que un suelo sometido a solicitaciones de carga como las que impone el tránsito a un pavimento, presenta un comportamiento esfuerzo-deformación que se puede aproximar al tipo elástico, existe un debate actual sobre las posibilidades de aplicación reales para fines de diseño de pavimentos de esos conceptos.

4.2.6.- Respuesta del pavimento.

La respuesta de un pavimento ante una solicitación está dada en términos de esfuerzos, σ , deformaciones, ε , y deflexiones, ω , y es obtenida a partir de los modelos estructurales descritos en la sección anterior. En general, se acepta que los cuatro indicadores más significativos del comportamiento de un pavimento flexible son la deflexión superficial, la deformación a la tensión en la carpeta asfáltica, y los esfuerzos y deformaciones de compresión en la subrasante. La deflexión superficial y la máxima deformación a la tensión en el plano inferior de la carpeta asfáltica están directamente relacionadas con el agrietamiento del concreto asfáltico por fatiga. Los esfuerzos y deformaciones de compresión en la subrasante se relacionan con las deformaciones permanentes (roderas) en el pavimento. La suficiencia del diseño estructural de un pavimento se puede evaluar

comparando los esfuerzos y deformaciones calculados en puntos críticos del pavimento con los valores de diseño, obtenidos de ensayos de laboratorio en los materiales constitutivos.

4.2.7.- Análisis de confiabilidad.

Los métodos de diseño de pavimentos pueden ser de tipo determinístico o probabilístico. En el tipo determinístico, cada factor o variable que interviene en el diseño tiene un valor fijo determinado, con un factor de seguridad asignado por el proyectista. Utilizando su juicio ingenieril, el proyectista asigna factores de seguridad altos donde la incertidumbre sea alta o bien, donde exista mucha influencia en el diseño final. Esta manera de proceder, que es de hecho la más usual, puede producir un sobrediseño o un subdiseño, dependiendo de las magnitudes de los factores de seguridad aplicados y de la sensibilidad de los procedimientos de diseño. Un procedimiento alternativo es el método probabilístico en donde a cada factor o variable de diseño se le asigna un valor medio y una variancia. De esta manera, el factor de seguridad que se aplica a cada una de las variables, así como su influencia en el diseño final, son automáticamente tomados en consideración y entonces se puede valorar la confiabilidad del diseño. La confiabilidad se define entonces como la probabilidad de que el diseño propuesto cumpla con las funciones especificadas en el proyecto durante el período de diseño considerado.

4.2.8.- Modelos de deterioro.

Los modelos de deterioro suelen incluir el agrietamiento debido a la fatiga y las deformaciones permanentes. En su caso, pueden incluir también la rugosidad. Si la confiabilidad para un cierto deterioro es menor que el nivel mínimo requerido, la configuración del pavimento deberá modificarse y comenzar una nueva iteración, hasta la obtención del nivel requerido.

Los modelos de deterioro son funciones de transferencia que relacionan la respuesta estructural de un sistema con varios tipos de deterioro. Estos modelos son el talón de Aquiles de los métodos de diseño mecanicistas, ya que requieren una extensiva calibración y verificación en campo para ser confiables.

En la literatura especializada existen muchos modelos para deformaciones permanentes en subrasantes y para fracturamiento por fatiga en mezclas asfálticas, pero falta mucho desarrollo en lo que se refiere a deformaciones permanentes en materiales granulares y mezclas asfálticas. El reporte I-26 de la NCHRP (*National Cooperative Highway Research Program*) de Estados Unidos, sobre diseño de pavimentos por métodos mecanicistas, recomienda el modelo de fracturamiento térmico de Shanin-McCullough para evaluar el potencial de fracturamiento, una vez que el diseño de espesores ha terminado; si el potencial obtenido es alto o insatisfactorio, debe utilizarse un cemento asfáltico más blando. Dado que las deformaciones permanentes de la carpeta asfáltica son la principal componente de la deformación total en pavimentos de alto tránsito, en donde los espesores de carpeta son grandes, una vez terminado el diseño de dichos espesores debe evaluarse el potencial de deformaciones permanentes esperado. Si dicho potencial es alto, hay que variar el procedimiento de diseño de la mezcla asfáltica hasta la obtención de un potencial aceptable.

4.2.9.- Modelos de Fracturamiento por Fatiga.

El concepto de daño acumulado, propuesto por Miner en 1945 (Ref. No. 31), se utiliza para predecir el fracturamiento por fatiga. Según este concepto, el número permisible de repeticiones de carga está relacionado con el valor de la deformación por tensión en la parte inferior de la capa asfáltica. La cantidad de daño se mide por medio de lo que se denomina relación de daño, que es la relación entre los números de repeticiones esperadas y las permisibles. Teóricamente, cuando esta relación es igual a 1, el daño se produce. Por supuesto, dadas las incertidumbres involucradas, todo el daño no se produce una

vez que se alcanza ese valor de 1. Si se utilizan en el diseño los valores medios de cada parámetro, una relación de daño igual a 1 indica que la probabilidad de falla es de 50%; es decir, el 50% del área presentará fracturamiento por fatiga.

La diferencia principal entre los métodos de diseño es la forma de la función de transferencia que relaciona las deformaciones de tensión, ε_t , en la fibra inferior de la carpeta asfáltica, cuyo módulo de elasticidad es E_1 , con el número de repeticiones admisibles N_f . Por ejemplo, los métodos de diseño de la Compañía Shell y del Instituto del Asfalto usan la expresión

$$N_f = f_1 \varepsilon_t^{-f_2} E_1^{-f_3} \quad (4.1)$$

donde f_1 , f_2 y f_3 son constantes que se determinan a partir de ensayos de fatiga llevados a cabo en el laboratorio y f_1 debe posteriormente modificarse para correlacionarlo con el comportamiento observado en el campo. Para una mezcla asfáltica estándar de diseño, la ecuación del Instituto del Asfalto para limitar a 20% el área afectada por el fracturamiento es:

$$N_f = 0.0796 \varepsilon_t^{-3.291} E_1^{-0.854} \quad (4.2)$$

en tanto que la de la Compañía Shell es:

$$N_f = 0.0685 \varepsilon_t^{-5.671} E_1^{-2.363} \quad (4.3)$$

Dado que el exponente f_2 es mayor que f_3 , el efecto de ε_t en N_f es más importante que el de E_1 . Por ello, el término E_1 puede llegar a omitirse y la ecuación 4.1 puede simplificarse y quedar como

$$N_f = f_1 \varepsilon_t^{-f_2} \quad (4.4)$$

La ecuación anterior es utilizada por diversas instituciones. La Tabla 4.2 resume algunos de los valores de f_1 y f_2 propuestos por la literatura.

Tabla 4.2. CRITERIOS DE FRACTURAMIENTO POR FATIGA UTILIZADOS POR DIFERENTES INSTITUCIONES.

INSTITUCIÓN	f_1	f_2
Dept. de Transporte de Illinois, USA	$5 \cdot 10^{-6}$	3.00
TRRL, U.K.	$1.66 \cdot 10^{-10}$	4.32
BRRC, Bélgica	$4.92 \cdot 10^{-14}$	4.76

Puede notarse en la Tabla 4.2 que el exponente f_2 toma valores entre 3.00 y 4.76, pero el coeficiente f_1 tiene variaciones de diferentes órdenes de magnitud, desde $5 \cdot 10^{-6}$ hasta $4.92 \cdot 10^{-14}$. El exponente f_2 se determina usualmente a partir de ensayos de fatiga sobre especímenes de laboratorio, mientras que f_1 es un factor de ajuste para ser consistentes con los valores de campo. Por su parte, la Ref. No. 14 señala que dicho factor de ajuste puede variar entre 5 y 700. Además, debido a las diferencias en materiales, métodos de prueba, condiciones de campo y modelos estructurales, es de prever que puede haber un gran número de funciones de transferencia.

No importa cual sea la función de transferencia; lo importante es realizar muy cuidadosamente la calibración para ajustar las predicciones de deterioros con las observaciones de campo.

4.2.10.- Modelos de Deformación permanente.

Dos procedimientos son los usuales para limitar las deformaciones permanentes. El primero consiste en limitar únicamente la deformación vertical de compresión en la fibra superior de la capa subrasante y el segundo procedimiento, en limitar la deformación permanente acumulada total en la superficie, debida a la contribución

de cada una de las capas que conforman el pavimento. En los métodos de diseño del Instituto del Asfalto y de la Compañía Shell, el número de repeticiones admisibles N_d para limitar las deformaciones permanentes, se relaciona con la deformación vertical de compresión ε_c en la fibra superior de la subrasante, con una ecuación del tipo

$$N_d = f_4 \varepsilon_c^{-f_5} \quad (4.5)$$

donde f_4 y f_5 son constantes que se determinan a partir de ensayos de laboratorio, de tramos de prueba o del comportamiento observado en el campo. En la Tabla 4.3 se muestran los valores típicos de f_4 y f_5 utilizados por diversas instituciones.

Como puede apreciarse de la Tabla 4.3, el exponente f_5 varía en un rango estrecho, pero no así el coeficiente f_4 . Nuevamente, f_4 y f_5 deben calibrarse para ajustar las predicciones con las observaciones de campo.

Tabla 4.3. CRITERIOS DE DEFORMACIÓN UTILIZADOS POR DIVERSAS INSTITUCIONES.

INSTITUCIÓN	f_4	f_5	PROFUNDIDAD DE RODERA MÁXIMA, EN MM
Compañía Shell			
50% de confiabilidad	$6.15 \cdot 10^{-7}$	4.00	
85% de confiabilidad	$1.94 \cdot 10^{-7}$	4.00	
95% de confiabilidad	$1.05 \cdot 10^{-7}$	4.00	
Instituto del Asfalto	$1.365 \cdot 10^{-9}$	4.477	12.7
TRRL, U.K.			10.16
85% de confiabilidad	$6.18 \cdot 10^{-8}$	3.97	
BRRC, Bélgica	$3.05 \cdot 10^{-9}$	4.35	

En el primer procedimiento de control de deformaciones permanentes se considera que, controlando la deformación de compresión en la fibra superior de la

subrasante, se pueden limitar las deformaciones permanentes en la superficie. Por ejemplo, el método del Instituto del Asfalto limita en principio la profundidad de rodera en superficie a *12.7 mm*, en tanto que el método del TRRL la limita a no más de *10.2 mm*. Sin un procedimiento definido, el control de deformaciones permanentes en la carpeta asfáltica se debe realizar por medio del mejoramiento de las técnicas de selección de materiales y del diseño de la mezcla utilizando, por ejemplo, las recomendaciones emitidas por el programa SHRP (Ref. No. 19).

Sin embargo, a menos que se utilicen espesores y materiales estándar en el diseño, la evaluación de deformaciones permanentes en la superficie a partir de las deformaciones de compresión en la subrasante no es razonable. Bajo tráfico pesado y con grandes espesores de carpeta asfáltica, la mayor parte de la deformación permanente ocurre en esa capa y no en la subrasante. Lo más razonable es realizar la acumulación de deformaciones debidas a cada una de las capas del pavimento.

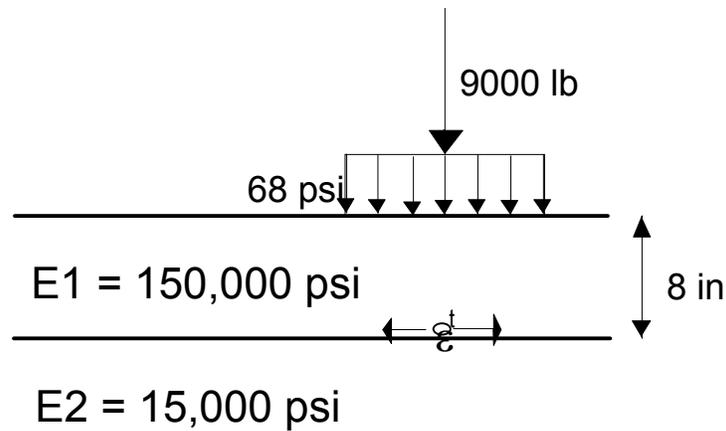
4.2.11.- Diseño final.

El diseño final se obtiene cuando la configuración del pavimento, es decir la geometría y las propiedades de los materiales, satisfacen los requisitos de confiabilidad para cada tipo de deterioro.

5.- Aproximación Requerida y Dispersión de Resultados en los Métodos Mecanicistas.

Como se puede apreciar de lo escrito anteriormente, los parámetros de los modelos de deterioro, tanto para fracturamiento por fatiga como para deformaciones permanentes, presentan una dispersión que es excesiva para poder asegurar la confiabilidad del diseño basado en los métodos mecanicistas.

Figura 5.1 EJEMPLO DE SECCIÓN ESTRUCTURAL PARA EL CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN POR TENSIÓN EN EL PLANO INFERIOR DE LA PRIMERA CAPA.



Así por ejemplo, para el caso del sistema estructural constituido por dos capas elásticas con la geometría y propiedades que se muestran en la Fig. 5.1, el valor de la deformación unitaria por tensión, ε_t , en el plano inferior de la capa asfáltica se puede calcular utilizando la Teoría de Burmister y vale 3.25×10^{-4} . De acuerdo con el modelo de fracturamiento por fatiga dado por la ecuación (4.4), el número de repeticiones admisible, N_f , es igual a 145,653 según el Departamento de Transporte de Illinois, a 194,434 según el criterio de TRRL y vale 1,974 según el BRRC de Bélgica. Aún cuando se realice una calibración muy cuidadosa es de prever que la dispersión de N_f sea muy elevada. Para poder evaluar la confiabilidad del diseño es necesario comparar ésta dispersión con la aproximación requerida; para ello puede considerarse que la vida útil, V_u , del pavimento se puede calcular por medio de la expresión

$$V_u = \frac{N_f}{n} \quad (5.1)$$

en donde n es el número esperado de repeticiones por año. Es fácil demostrar que la diferencial total de V_u , considerando a n constante, vale

$$dV_u = \frac{\partial V_u}{\partial N_f} dN_f = \frac{1}{n} dN_f \quad (5.2)$$

y por lo tanto, el error relativo sobre V_u , se puede estimar por medio de la relación

$$\frac{dV_u}{V_u} = \frac{dN_f}{N_f} \quad (5.3)$$

La ecuación (5.3) implica que la dispersión de la variable N_f debe ser del mismo orden de magnitud que la aproximación requerida para la vida útil V_u . Si por ejemplo se admite que V_u se quiere calcular con una aproximación del 10%, entonces

$$\frac{dV_u}{V_u} = \frac{dN_f}{N_f} = 10\% \quad (5.4)$$

Puesto que N_f está definido por la ecuación (5.4), un cálculo similar al realizado permite demostrar que si ε_t es constante, entonces

$$\frac{dN_f}{N_f} = \frac{df_1}{f_1} \quad (5.5)$$

Lo anterior implica que el factor de ajuste f_1 debe tener una dispersión limitada también al 10%, valor que no corresponde a las dispersiones reales, mayores al 100% o más, que se reportan en la literatura para dicho factor (ver Tabla 4.3). Si se toma en cuenta que además no se han considerado en esta discusión las dispersiones sobre variables como el tránsito, geometría o módulos de elasticidad, se puede concluir que la confiabilidad que se puede obtener con los métodos de diseño mecanicistas es actualmente muy pequeña.

6.- Ejemplos de Aplicación.

Con fines comparativos se muestran a continuación los resultados de 4 cálculos hipotéticos, manejando un tránsito pesado, uno que puede considerarse mediano y otro ligero. Para el tránsito pesado se consideraron 7,500 vehículos diarios en el carril de diseño (que aproximadamente corresponde a una carretera de 4 carriles con 25,000 vehículos diarios en ambas direcciones). Para el tránsito mediano se consideraron 5,000 vehículos en el carril de diseño (carretera de 2 carriles con 10,000 vehículos diarios como tránsito total en ambos sentidos). Para el tránsito ligero se consideró un camino con 1,500 vehículos en el carril de diseño (carretera de 2 carriles con 3,000 vehículos diarios en ambas direcciones).

Las secciones estructurales de los pavimentos se calcularon por el método del Instituto Norteamericano del Asfalto, el método AASHTO y el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM, adoptando secciones usuales. Se calcularon también utilizando un método de diseño mecanicista, considerando al pavimento como un sistema de capas elásticas y utilizando para el cálculo el programa de cómputo denominado KENLAYER (Ref.No. 14); los criterios de deterioro empleados en esos cálculos fueron los del Instituto del Asfalto, por lo que en aras de la diversificación el cálculo se repitió con otro modelo de deterioro que fue el de la Compañía Shell. Los módulos de resiliencia utilizados en todos los diseños fueron de 400,000, 30,000, 15,000 y 6,000 psi para carpeta, base, subbase y subrasante, respectivamente.

En todos los cálculos se diseñó para una vida útil de 20 años, antes de cualquier acción de rehabilitación importante. La Tabla 6.1 resume los resultados obtenidos, expresados en espesor de asfalto equivalente para fines de comparación. Para ello se consideró que 2 cm de base y 3 cm de subbase representan una equivalencia razonable con 1 cm de carpeta asfáltica.

Tabla 6.1 SECCIONES ESTRUCTURALES DISEÑADAS CON MÉTODOS Y NIVELES DE TRÁNSITO QUE SE INDICAN, EXPRESADAS EN ESPESOR DE ASFALTO EQUIVALENTE.

Tránsito	ESPEORES EQUIVALENTES DE CARPETA ASFÁLTICA, EN CM				
	Instituto del Asfalto	AASHTO	II-UNAM	MECANICISTA Criterio 1 Criterio 2	
Pesado	53	45	31	54	39
Mediano	48	44	29	42	30
Ligero	38	34	24	31	22

Criterio 1: Modelos de deterioro del Instituto del Asfalto.

Criterio 2: Modelos de deterioro de la Compañía Shell.

Los resultados ponen de manifiesto la dificultad que existe al tratar de comparar métodos de diseño entre sí. El diseño de un pavimento por diferentes métodos, para las mismas condiciones, puede conducir a muy diferentes geometrías. La confiabilidad de un método sólo se puede valorar a partir del rigor con el que se aplica el procedimiento de diseño correspondiente y de la estimación de la dispersión de los parámetros de diseño involucrados. A falta de una teoría científica sobre el comportamiento de los pavimentos, la validación de un método de diseño sólo se puede realizar a partir de la observación empírica del funcionamiento a largo plazo del pavimento.

De los resultados de la Tabla 6.1 no puede extraerse ninguna tendencia de carácter general. Por ejemplo, en la tabla se observa que el criterio de deterioro No. 2 conduce a un dimensionamiento menor que el criterio No. 1, pero esto no invalida la posibilidad de que con un abanico de datos diferentes no pudiera llegarse a resultados opuestos.

7. Observaciones.

Al igual que en otros campos de la Mecánica de Suelos, no existe una solución teórica rigurosa al problema de los pavimentos. La distribución de esfuerzos y

deformaciones no puede calcularse en un sistema elástico multicapa constituido por materiales térreos y sujeto a la acción dinámica de las cargas impuestas por el tránsito. Las soluciones teóricas basadas en las Teorías de la Elasticidad y Viscoelasticidad están edificadas sobre hipótesis simplificadoras que no parecen ser satisfactorias para quien tenga experiencia de materiales y de comportamiento de pavimentos.

En Estados Unidos, existe una tendencia hacia el uso de los métodos de diseño mecanicistas, como lo señala la misma guía para diseño de pavimentos editada por la AASHTO (Ref. No. 12). Otros países, en particular Francia, han adoptado ya dichos métodos (Ref. No. 15). Sin embargo, las hipótesis básicas de la teoría de la Elasticidad, que son la base de los métodos mecanicistas, han sido cuestionadas y criticadas en repetidas ocasiones en relación con la naturaleza del problema de pavimentos. Otra crítica de importancia es que los modelos estructurales de los pavimentos, del tipo de capas múltiples o de elementos finitos, sólo son aplicables a obras específicas donde haya un control de calidad riguroso, tanto en los materiales como en el proceso de construcción, de tal manera que la caracterización del modelo corresponda a la realidad. Aparentemente, en el caso de carreteras, la variación de materiales a lo largo del camino no permite garantizar dicha precisión, por lo que en la práctica su utilidad es discutible (Ref. No. 13). No sería juicioso emplear para el proyecto teorías muy detalladas y complejas, si los procesos de construcción han de hacerse de tal modo que no pueda garantizarse suficientemente el que se alcancen en obra las refinadas condiciones del proyecto.

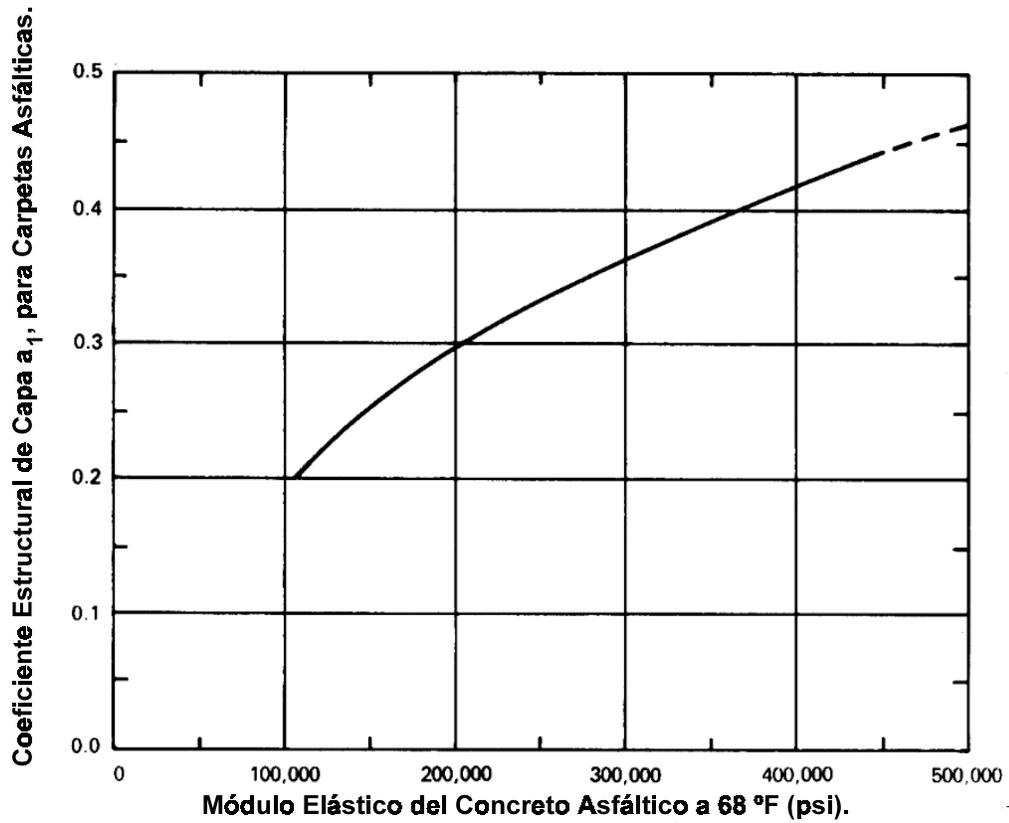
De lo tratado en esta parte se puede destacar lo siguiente:

- a) En la actualidad hay consenso con respecto a los tipos de daño que deben tomarse en cuenta para establecer los criterios de deterioro. Estos son la deformación unitaria máxima a tensión en el plano inferior de la capa asfáltica y la deformación unitaria máxima a compresión en la subrasante, lo que

equivale a considerar en la subrasante una deformación acumulada de la de la base, subbase y la propia subrasante, todo lo cual es discutible.

- b) Los criterios utilizados en otros países tienen en consideración las condiciones prevalecientes en esos lugares, tales como clima, proceso constructivo y técnico, materiales, etc. Por tal motivo no es fácil transferir directamente los métodos desarrollados en esos países a México y es necesario realizar más investigación con objeto de obtener métodos adecuados a las condiciones imperantes en el país. Una de estas investigaciones por realizar sería la normatividad de los materiales utilizados en la construcción de estas obras.
- c) El control de calidad tanto en la construcción como de los materiales utilizados en ésta, juegan un papel vital para lograr un producto final adecuado.

Figura 4.2. GRÁFICA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE CAPA "a₁" EN FUNCIÓN DEL MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO ASFÁLTICO.



VI. SEXTA PARTE. CONCLUSIONES.

Del contenido del presente trabajo, los autores creen posible extraer algunas conclusiones generales.

1. Parece desprenderse de los análisis realizados y de la experiencia previa personal de los autores, la idea de que no existe un procedimiento fundado en una teoría general, producto de un conocimiento metodológico seguro, que permita diseñar los pavimentos flexibles. De hecho, parece que puede concluirse que no se conoce con el detalle suficiente el funcionamiento estructural de los mismos.
2. Es sentimiento de los autores que el buen comportamiento de un pavimento flexible depende más de los materiales empleados en construirlo y de las condiciones de trabajo de los mismos (por ejemplo, drenaje y subdrenaje) que del uso preferente de un determinado método de diseño. A este respecto, parece fundamental considerar la tecnología de pavimentos como una parte de la Geotécnica Aplicada.
3. Las condiciones particulares de México y probablemente de todo el mundo, parecen imponer la necesidad de dosificar el riesgo relativo aceptando los mayores en las capas superiores, minimizándolo en las inferiores, a fin de llegar a operaciones de conservación y/o reconstrucción y refuerzo que ocurran superficialmente, creciendo la estructura hacia arriba, con pleno aprovechamiento de lo ya hecho.
4. Parece desprenderse de las condiciones actuales que el costo de operación del transporte y después el costo y frecuencia de las acciones de conservación y/o refuerzo deben ser el paradigma de diseño de los pavimentos flexibles, antes que el costo de construcción inicial. Obviamente esta conclusión es tanto más válida cuanto más ocupada sea la carretera y mayor sea la posibilidad de crecer en ocupación.

5. El comportamiento de los pavimentos flexibles depende en gran medida de condiciones no incluidas necesariamente en los métodos de diseño estructural. La temperatura, las condiciones de drenaje regional, la Hidrología y otras pueden jugar papeles muy importantes y frecuentemente pueden ser objeto de consideración del responsable del diseño geométrico y geotécnico de la carretera, con muy adecuadas repercusiones en el resultado final.
6. Del análisis comparativo de los resultados de los métodos de diseño estudiados en este trabajo, pueden observarse diferencias importantes para todos los niveles de tránsito. El número estructural de un pavimento puede variar en más del 100% al cambiar el método de diseño. Estas diferencias tienden a agudizarse al aumentar la intensidad del tránsito.
7. La situación señalada en el punto anterior se considera una consecuencia de la falta de un planteamiento científico del problema y de los diferentes concepciones y experiencias de quienes propusieron los métodos.
8. En los métodos de carácter empírico en boga, los autores de este trabajo observaron que los elementos de cálculo no alcanzan a cubrir niveles de tránsito relativamente altos, pero ya presentes en el transporte actual (por ejemplo, tránsitos superiores a 30-40,000 vehículos diarios en ambos sentidos, no pueden manejarse con las tablas y gráficas proporcionadas, cuando se usan tasas de crecimiento y porcentajes de vehículos pesados que ya son frecuentes en las prácticas actuales). Este hecho confirma el origen empírico de estos métodos, pues en el momento de su nacimiento la mayoría de los niveles de tránsito eran más bajos que los que hoy son familiares y, correspondientemente, existía menos conocimiento experimental al respecto.
9. Los cálculos comparativos realizados introduciendo los costos de construcción inicial, de todas las acciones de conservación y de la operación vehicular confirman y cuantifican la enorme importancia de los dos últimos y muy en especial del tercero. En algunos cálculos se ve que

un gasto adicional de 50 ó 60% en el pavimento inicial puede reducir el costo de operación en 30 años en 200 o más veces.

10. Las tendencias de la investigación actual en lo que se refiere a métodos de diseño, indican una preferencia marcada por el desarrollo de métodos mecanicistas. Estos métodos utilizan las soluciones basados en las Teorías de la Elasticidad y Viscoelasticidad, que están edificadas sobre hipótesis simplificadoras que parecen no ser satisfactorias para quien tenga experiencia de materiales y de comportamiento de pavimentos. De hecho, la confiabilidad actual de esos métodos es baja.
11. Los criterios de deterioro aceptados actualmente incluyen el agrietamiento por fatiga y las deformaciones permanentes. Es usual relacionar el primero con la deformación unitaria máxima a tensión en el plano inferior de la capa asfáltica, y el segundo con la deformación unitaria máxima a compresión en la subrasante únicamente. Sin embargo, se considera que lo más razonable es realizar la acumulación de deformaciones debidas a cada una de las capas del pavimento.
12. En lo que respecta a materiales asfálticos, el programa americano de investigación sobre carreteras, denominado SHRP, ha propuesto nuevos procedimientos de ensaye y especificaciones para asfaltos, que pretenden relacionarse directamente con el comportamiento esperado del pavimento. Sin embargo, la investigación realizada sobre el comportamiento de las mezclas asfálticas, que constituyen realmente la capa superior de los pavimentos flexibles, es muy limitada. De hecho, no existe un procedimiento definido para el control de deformaciones permanentes en la carpeta asfáltica. El programa SHRP propone recomendaciones al respecto basadas en la selección de materiales y en las técnicas de diseño de la mezcla usando criterios fundamentalmente empíricos.
13. La validación del programa de investigación SHRP depende del comportamiento observado, a largo plazo, de pavimentos de prueba completamente instrumentados. Los tramos que se están utilizando en

campo para seguir la evolución de variables están sujetos a todas las incertidumbres que han venido estando sujetos los pavimentos en los últimos 200 años, lo que hace temer que exista en este aspecto una actitud optimista en relación al futuro.

14. Los trabajos de SHRP en laboratorio han producido ya algunos instrumentos y métodos de experimentación que parecen prometedores y ventajosos; también han arrojado cierta luz sobre clasificación, tipología y utilización conveniente de diferentes tipos de asfaltos y algunos nuevos. En general, estas técnicas de laboratorio ofrecen un panorama alentador; sin embargo, quizá se deba hechar de menos un esfuerzo mayor dirigido hacia las mezclas asfálticas, que en la actualidad parecen un poco preteridas en comparación con el producto asfalto.

VII PARTE. SÉPTIMA PARTE. REFERENCIAS.

- 1.- Rico, A. y Orozco, J. M.- Efecto de los Suelos Finos en las Gravas Redondeadas para Bases de Pavimento.- VI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Lima, Perú, 1979.
Esta referencia puede también consultarse en el Documento Técnico N° 7, publicado por el Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, en 1992.
- 2.- Corro, S., Magallanes, R. y Prado, G.- Instructivo para el Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras; Series Instituto de Ingeniería - UNAM, No. 444.- UNAM, México, D.F., 1981.
- 3.- Aguerrebere, R. y Cepeda, F.- Estado Superficial y Costos de Operación en Carreteras.- Publicación Técnica No. 30.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1992.
- 4.- Mendoza, A. y Cadena, A.- Estudio de Pesos y Dimensiones. Análisis Estadístico del Peso y las Dimensiones de los Vehículos de Carga que Circulan por la Red Nacional de Carreteras. Estaciones instaladas durante 1991.- Documento Técnico No. 8.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1992.
- 5.- Mendoza, A. y Gutiérrez, J. L.- Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos que Circulan en las Carreteras Nacionales. Análisis Económico de los Efectos del Peso de los Vehículos de Carga Autorizados en la Red Nacional de Carreteras.- Publicación Técnica No. 52.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1994.
- 6.- Mendoza, A., Castillo, M. y Gutiérrez, J. L.- Estudio de Pesos y Dimensiones. Análisis Estadístico de la Información. Estaciones instaladas en 1992 - 1993.- Documento Técnico No. 17.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1995.

- 7.- Mendoza, A., Durán, G., Gutiérrez, J. L. y D.G.S.T..- Estudio de Pesos y Dimensiones. Análisis Estadístico de la Información Recopilada en la Estaciones Instaladas en 1994.- Documento Técnico No. 18.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1996.
- 8.- Ministerio de Obras Públicas.- Instrucción 6.1-I.C y 6.2-I.C, Secciones de Firme; Catálogo de Diseño MOPU.- España, 1990.
- 9.- Asphalt Institute.- Thickness Design Asphalt Pavements for Highways & Streets; Manual Series No. 1 (MS-1).- Asphalt Institute.- Lexington KY, USA, 1993.
- 10.- Asphalt Institute.- Asphalt Overlays for Highway and Street Rehabilitation; Manual Series No. 17 (MS-17).- Asphalt Institute.- Lexington KY, USA, 1997.
- 11.- Rico, A., Orozco, J. M., Téllez, R. y Pérez, A..- Manual de Calidad de los Materiales en Secciones Estructurales de Pavimentos Carreteros.- Documento Técnico No. 1.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1990.
- 12.- American Association of State Highway and Transportation Officials.- AASHTO Guide for Design of Pavement Structures.- American Association of State Highway and Transportation Officials.- Washington, D.C., USA, 1993.
- 13.- Corro S..- Diseño y Tecnologías de Proyecto en el Extranjero.- Memorias del Seminario Internacional de Pavimentos, Sanfandila, Qro., 1991
- 14.- Huang Y.H..- Pavement Analysis and Design.- Prentice Hall Eds., 1996
- 15.- L.C.P.C, SETRA.- Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussées, Guide Technique. 1994

- 16.- Mendoza A.- Enfoques Recientes en la Compactación de Suelos.-
Publicación Técnica No. 33.- Instituto Mexicano del Transporte,
Querétaro, México, 1992.
- 17.- Rico. A.- Consideraciones sobre Compactación de Suelos en Obras de
Infraestructura de Transporte.- Documento Técnico No. 7.- Instituto
Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1992.
- 18.- Romo M.P., Torres R.- Procedimiento Simplificado para el Diseño
Geométrico de Pavimentos Flexibles.- Reporte de Investigación, Instituto
de Ingeniería, UNAM., México, D.F., 1993.
- 19.- SHRP.- Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing.-
Superpave Series Number 1.- USA, 1993.
- 20.- SHRP.- Synthesis of Current and Projected Concrete Highway
Technology.- SHRP-C-345.- USA, 1993.
- 21.- SHRP.- Pavement Maintenance Effectiveness.- SHRP-H-358.- USA,
1993.
- 22.- SHRP.- SHRP-LTPP Overview: Five-Year Report.- SHRP-P-416.- USA,
1994.
- 23.- SHRP.- Permanent Deformation Response of Asphalt Aggregate Mixes.-
SHRP -A-415.- USA, 1994.
- 24.- SHRP.- Fatigue Response of Asphalt - Aggregate Mixes.- SHRP-A-404.-
USA, 1994.
- 25.- Superpave: the asphalt answer ?.- Revista Better Roads.- February 1998.

- 26.- Shober S.- Superpave Pavements: Performing as Predicted.- Boletín FOCUS.- Mayo 1995.
- 27.- LTPP Data Analysis.- Boletín FOCUS.- Marzo 1998.
- 28.- Dempsey B. J., Thompson M. R.- A Heat Transfer Model for Evaluating Frost Action and Temperature Related Effects in Multilayered Pavement Systems.- Highway Research Board (HRB), No. 342.- USA, 1970.
- 29.- Dempsey B. J., Herlache W. A., Pattel A. J.- Climatic - Materials - Structural Pavement Analysis Program.- Transportation Research Record (TRR), No. 1095.- USA, 1986.
- 30.- Lin S. J., Lytton R.- Rainfall Infiltration Drainage, and Load - Carrying Capacity of Pavements.- Transportation Research Record (TRR), No. 993.- USA, 1984.
- 31.- Miner M. A.- Cumulative Damage in Fatigue.- Transactions of American Society of Mechanical Engineers (ASME), Vol. 67.- USA, 1945.
- 32.- Rico, A., Orozco, J. M., Téllez, R. y Sánchez, M.- Análisis de los Coeficientes de Daño Unitarios Correspondientes a los Vehículos Autorizados en la Red Nacional de Carreteras Mexicanas.- Publicación Técnica No. 5.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1988.
- 33.- Zárate, M.- Diseño y Tecnologías de Proyectos Actuales en México.- Seminario Internacional de Pavimentos.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1991.

**CIUDAD DE MEXICO**

Av. Patriotismo 683
Col. Mixcoac
03730, México, D. F.
Tel (55) 56 15 35 75
55 98 52 18
Fax (55) 55 98 64 57

SANFANDILA

Km. 12+000, Carretera
Querétaro-Galindo
76700, Sanfandila, Qro.
Tel (442) 2 16 97 77
2 16 96 46
Fax (442) 2 16 96 71

Internet: <http://www.imt.mx>
publicaciones@imt.mx