

49



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGON

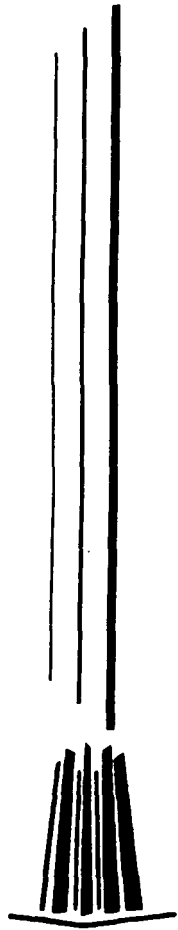
"ANALISIS, DISEÑO CONSTRUCCION DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERA CIVIL
P R E S E N T A :
VENCES MONTES YENIFER

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ASESOR:
ING. JOSE MARIO AVALOS HERNANDEZ

SAN JUAN DE ARAGON MEXICO OCTUBRE 2002





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

**YENIFER VENCES MONTES
PRESENTE.**

En contestación a la solicitud de fecha 9 de enero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ MARIO AVALOS HERNÁNDEZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 15 de enero del 2002
LA DIRECTORA

L. Turcott
ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN
SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. MARTÍN ORTIZ LEÓN
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 20 de septiembre del año en curso, por la que se comunica que la alumna YENIFER VENCES MONTES, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitolado "ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 23 de septiembre del 2002
EL SECRETARIO


Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

C p Asesor de Tesis.
C p Interesado.

AIR/vr

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

DEDICATORIA

A MIS PADRES

Porque solo la superación de mis ideales me han permitido comprender cada día más la difícil posición de ser padres, mis conceptos, mis valores y mi superación se los debo a ustedes; esto será la mejor de las herencias, lo reconozco y lo agradeceré eternamente. En adelante pondré en practica mis conocimientos, y el lugar que en mi mente ocupan los libros, ahora será de ustedes esto, por todo el tiempo que les robe pensando en mí

GRACIAS

YOLANDA MONTES Y OLIVER VENCES

AGRADECIMIENTOS

A LA UNAM

Por haber permitido formar parte de la máxima casa de estudios al enseñarme cosas importantes el amor al deporte y a profesión.

HIMNO A LA UNIVERSIDAD

¡Oh Universidad!

Escucha con qué ardor

Entonan hoy tus hijos

Este himno en tu honor

Al darte la victoria

Honramos tus laureles

Conservando tu historia

Que es toda tradición

Unidos venceremos

Y el triunfo alcanzaremos

Luchando con tesón

Por ti Universidad

Universitarios

icemos siempre airosos

El pendón victorioso

De la Universidad

Por el azul y oro

Lucharemos sin cesar

Cubriendo así de gloria

Su nombre inmortal

!! México, Pumas, Universidad!!

A JEHOVA

Por permitir que cumpliera con mis sueños.

A MI FAMILIA

Por su apoyo incondicional, su confianza y ha que siempre me alentaron a seguir adelante.

A MIS HERMANOS

Hilary, Esli, Lihuba, Alejandro y Abraham por su apoyo al creer en mi y por su gran amor.

A HANSEL DANISVER

Por motivarme día a día a seguir adelante y a su amor.

A MIS AMIGOS

Jorge Rafael y José Luis Barrios por su amistad y ayuda en la Universidad y siempre.

Gabriela Guzmán, Verónica Cruz, Erika Martínez, José Luis Rubio, Abraham Barona y Rafael Quintero por haber apoyado y ayudar a seguir trabajando y estudiando en esos momentos en los que me alentaron y me dieron su comprensión.

DIOMSA y Luis Puente por haberme permitido trabajar y estudiar.

AL ING. MARIO AVALOS

Por sus enseñanzas y consejos para realizar mi tesis.

A TODOS MIS PROFESORES

Por la formación profesional que me han brindado.

Ing. Santiago Corro Caballero

Ing. Guillermo Prado

Ing. Armando Rangel Ordóñez

Ing. Manuel Carrillo

Especialmente al Ing. Alejandro Ponce Serrano que creyó en mi que sin su ayuda no hubiera terminado mis estudios.

INDICE

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INDICE

INTRODUCCION	1
CAPITULO I	
ANTECEDENTES	
1.1 Antecedentes históricos.	3
1.2 Aspectos de diseño.	5
1.3 Procesos Constructivos.	7
1.4 Conservación.	8
1.5 Comportamiento.	9
CAPITULO II	
MATERIALES PETREOS Y ASFALTICOS	
MATERIALES PETREOS	
2.1 Fuentes de abastecimiento.	11
2.2 Tratamientos de materiales pétreos.	21
2.3 Procedimientos y equipos para su tratamiento.	25
MATERIALES ASFALTICOS	
2.4 Definición y clasificación.	32
2.5 Requisitos de calidad para cementos asfálticos.	36
2.6 Requisitos de calidad para emulsiones asfálticas.	37
2.7 Requisitos de calidad para asfaltos rebajados.	40
CAPITULO III	
MEZCLAS ASFALTICAS	
3.1 Definición.	41
3.2 Ligante asfáltico.	41
3.3 Agregado.	44
3.4 Comportamiento.	49
CAPITULO IV	
METODO DE CALCULO	
4.1 Método de diseño AASHTO.	58
4.2 Método de diseño Facultad de Ingeniería.	86

CAPITULO V

ETAPAS EN LA CONSTRUCCION DE UNA CARRETERA

5.1 Generalidades.	109
5.2 Selección de la ruta.	109
5.3 Anteproyecto.	111
5.4 Proyecto	116

CONCLUSIONES	126
--------------	-----

BIBLIOGRAFIA	128
--------------	-----

ANEXOS

ANEXO I

Definiciones.

ANEXO II

Graficas y Tablas para el diseño estructural y reconstrucción de pavimentos flexibles.

ANEXO III

Coefficientes de daño de diferentes tipos de vehículos.

INTRODUCCION

INTRODUCCION

El analizar todo tipo de recursos para lograr un diseño en la construcción de pavimento flexible con el propósito de resolver los problemas actuales que se manifiestan en nuestras carreteras a fin de que fueran capaces de soportar los problemas en un futuro. Se conocerá las propiedades de los materiales, método de calculo y etapas en su construcción que la constituyen una carretera.

CAPITULO I.

En este capitulo se dan a conocer los antecedentes y desarrollo que han tenido las carreteras en México, desde 1925 en que fue creada la Comisión Nacional de Caminos, hasta la época actual.

Se hace énfasis en la evolución de los pavimentos flexibles de estas carreteras, mencionándose en forma resumida, aspectos de diseño, procesos constructivos, conservación y comportamiento.

CAPITULO II.

Muestra la importancia de los Materiales Pétreos y Asfálticos que se emplean en la construcción de pavimentos uno de los aspectos principales para que las estructuras proporcionen con eficiencia el servicio y duración dentro de las condiciones previstas.

En el capitulo se tratan diversos aspectos que deben tomarse en cuenta para la localización y estudio de los bancos de materiales, tratamientos, procedimientos, equipos formulación de inventarios; así como la clasificación de los materiales asfálticos como requisitos de calidad.

CAPITULO III.

Se analiza como esta compuesta la Mezcla Asfáltica y su comportamiento. Se resume la importancia de sus componentes los agregados y el ligante asfáltico su comportamiento y el deterioro.

CAPITULO IV.

Se describe el Método de Diseño AASHTO y el de la Facultad de Ingeniería, se destacan los aspectos relevantes enfocado a los pavimentos flexibles para ser empleados en México, acorde a las condiciones actuales de tránsito.

El procedimiento de cálculo se desarrollara introduciendo a las generalidades propias de cada método para familiarizarse con el posteriormente se analiza las consideraciones de diseño para aplicarlas al diseño.

CAPITULO V.

Se desarrolla toda una metodología que considera tres etapas fundamentales para la construcción de una carretera.

La Selección de Ruta se determina la zona mas ventajosa para la localización de un camino mediante levantamientos topográficos y el estudio de la zona.

El Anteproyecto se establece el trazo definitivo del camino que es el resultado de levantamientos topográficos y el estudio de la zona siempre tomando en cuenta las Normas alineación horizontal y vertical de diseño.

Proyecto al tener todos los aspectos de diseño del camino la SCT establece "Términos de Referencia" los cuales se describen para la entrega definitiva del proyecto.

CAPITULO I
ANTECEDENTES

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 Antecedentes históricos

México empezó a construir carreteras en 1925, y antes de esa época únicamente existían veredas y caminos de herradura que, en algunos casos, databan de épocas anteriores al descubrimiento de América o de los días de la Colonia. En ese año fue creada la Comisión Nacional de Caminos, la que suscribió un contrato con una compañía de Chicago para construir las carreteras México - Pachuca y México - Puebla, con un presupuesto de un millón de pesos mensuales. Estas carreteras fueron construidas con unas especificaciones procedentes del estado de Carolina del Norte traducidas al español y al cabo de un año se rescindió el contrato, por considerarse que los ingenieros mexicanos ya podrían hacerse cargo de la construcción de los caminos nacionales. En ese mismo año de 1925, existían en el País, 54400 automóviles, los que circulaban principalmente por las ciudades.

Al comenzar la realización del plan de carreteras participó la compañía estadounidense Byrne Brothers, siguiéndose técnicas más bien atrasadas, en virtud de que no se daba prácticamente ninguna importancia a la calidad de los materiales para construcción de las terracerías ni a su tratamiento, y los de pavimentación se seleccionaban a criterio del ingeniero encargado de la obra, casi a simple vista, ya que sólo existía un laboratorio central en la Ciudad de México, a donde se enviaban esporádicamente muestras con objeto de tener una idea de las características de los materiales que se pretendían emplear, pero con grandes problemas derivados de la falta de medios de comunicación. En este tiempo se formaron diversas sociedades especializadas y organismos como la AASHTO, la ASTM y el Instituto del Asfalto, así como los Departamentos de Carreteras de ciertos estados norteamericanos, como los de California y Texas, que ya daban bastante importancia a los estudios e investigaciones sobre pavimentos y hasta la fecha lo siguen haciendo.

La Byrne Brothers trabajó pocos años y al retirarse, la ejecución y supervisión de las obras quedó en manos de técnicos mexicanos, que si bien cumplieron un magnifico papel con los conocimientos adquiridos, también asimilaron técnicas defectuosas, que después mejoraron.

En el año de 1927, con el fin de reglamentar el proyecto y construcción de carreteras, se editó la primera versión de las "Especificaciones de Caminos" que hubo en México, las cuales por ser en gran parte una adaptación de las normas en vigor en uno de los estados de la Unión Norteamericana, no resultaban adecuadas a nuestras condiciones y necesidades, por lo que en 1957, después de 10 años aproximadamente de preparación y estudio, se publicaron las primeras Especificaciones Generales de Construcción de la SCOP, que constituyen la base y marcaron una etapa decisiva de la construcción en México, ya que proporcionaron

los recursos técnicos requeridos para estas actividades, pero apegados a la realidad de nuestro medio y aprovechando la muy valiosa experiencia de los ingenieros mexicanos, que fueron pioneros en estos trabajos y dedicaron su vida a ellos con gran capacidad, responsabilidad y entusiasmo. Posteriormente y en forma continua se han estado revisando dichas normas para actualizarlas y hacerlas cada vez más acordes con los avances tecnológicos de esta área.

Por considerar que en cualquier país el estudio, proyecto, construcción y mantenimiento de los pavimentos se encuentran íntimamente vinculados a la evolución de los laboratorios de ensayos de materiales, se dá a continuación, en términos generales, el desarrollo que han tenido estos últimos en México, a partir de 1934, en que se tuvo el primer laboratorio de la Dirección Nacional de Caminos, donde se prepararon los incipientes laboratoristas para formar los primeros laboratorios de campo cercanos a los frentes de trabajo con objeto de estudiar y controlar en forma más directa y con las pruebas más sencillas los materiales que se utilizaban, principalmente, en pavimentación, instalándose el primer laboratorio de campo en la población de Chapulhuacán, Hidalgo, para controlar la construcción de la carpeta asfáltica del tramo Jacala -Tamazunchale, de la carretera México-Laredo, en 1937.

En 1942 se creó el Departamento de Investigaciones y Laboratorios, con la finalidad de que las distintas dependencias de construcción y conservación que formaban parte de la SCOP pudieran contar con los servicios inherentes en las obras que estaban a su cuidado, como eran carreteras, ferrocarriles, puentes, edificios, etc.

En el año de 1948, apareció el primer instructivo de muestreo, control de construcción y especificaciones para materiales de terracerías y pavimentos, además de las primeras gráficas para el diseño de espesores basadas en los conocimientos de la época y utilizando como parámetro de diseño, el Valor Relativo Soporte (CBR), mediante una modificación consistente en ensayar especímenes elaborados con diferentes pesos volumétricos y contenidos de agua, tratando de reproducir diferentes condiciones de trabajo. Las curvas permitían determinar espesores de pavimento para tránsito de más de 1000 vehículos de más de 3 ton en un solo sentido. Para ese año la red carretera ascendía a 18000 km y transitaban 200000 vehículos.

Posteriormente, en el año de 1953, se crea la Dirección General de Proyectos y Laboratorios y en el año de 1957 aparecen las Especificaciones Generales de Construcción, organismo y documento encargados de regir el diseño y construcción de pavimentos en el País. Para el mismo año, la red de caminos alcanzaba una extensión de 35000 km, y circulaban 700000 vehículos, de los cuales 150000 eran camiones. Las gráficas de diseño de espesores utilizadas respondían satisfactoriamente a los requerimientos del tránsito de esa época y era poco frecuente encontrar fallas en los pavimentos atribuibles a falta de espesor, a pesar de que éste, en la mayor parte de los casos, era relativamente delgado, con carpetas de riegos o de mezclas en el lugar, dejando la responsabilidad estructural a la capa de base.

En vista del crecimiento experimentado por el tránsito, tanto en número como en magnitud de cargas, en el año de 1961, se reconocen ya algunos casos de fallas, atribuibles a insuficiencia de espesor, requiriéndose modificar las curvas de diseño para subsanar esta deficiencia, considerando niveles de tránsito de más de 2000 vehículos diarios en un solo sentido y autopistas. En ese año la red de carreteras cubría una extensión de 45000 km y el número de vehículos ascendía a 825000 unidades.

Posteriormente, en el año de 1965, la observación del comportamiento de la red conduce a conceder particular importancia al concepto de capa subrasante y se pone de manifiesto la necesidad de seleccionar los materiales que deben integrar.

Para el año de 1970, y después de una etapa de investigación y estudio iniciada 10 años antes, que cubrió toda la red nacional y requirió la construcción de dos tramos experimentales y una pista circular de prueba aparece un método de diseño de espesores a nivel tentativo, realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, por encargo de la extinta Secretaría de Obras Públicas, que ha venido evolucionando a medida que se nutre de los avances tecnológicos reportados por organismos extranjeros, así como de la retroalimentación de la información obtenida a lo largo de más de 10 años de ser aplicado en el País, dando lugar a una versión actualizada en el año de 1980. Este método hace uso de los conceptos más modernos desarrollados en cuanto a la valoración del efecto destructivo del tránsito, manejo probabilístico de los parámetros, nivel de construcción esperado, etc., así como muchos otros de los conceptos derivados del Tramo de Prueba AASHTO. Considera el concepto de resistencia relativa uniforme, con objeto de eliminar capas débiles que conduzcan a una falla estructural y admite la posibilidad de falla funcional considerando un nivel de rechazo. Abandona el método de CBR modificado para los propósitos de diseño y propone procedimientos que permiten estimar la resistencia de diseño dentro de las condiciones reales de comportamiento en el campo, elaborando gráficas de relaciones peso volumétrico seco-contenido de agua-CBR. El método continúa evolucionando y se llevan a cabo investigaciones sobre equivalencias de espesores de materiales tratados con cementantes diferentes al asfalto, influencia de clima cálido en el comportamiento del pavimento, etc.

1.2 Aspectos de Diseño

1.2.1 Cálculo de espesores de pavimento

Puede decirse que en un principio no se hacía ningún diseño de los pavimentos en lo que se refiere a espesores y materiales, sino que prácticamente se recetaban en general, con un revestimiento provisional de 10 cm de espesor construido sobre las terracerías terminadas, para operar el escaso tránsito durante 2 o 3 temporadas de lluvias en que se suponía estabilizado el camino y apto para recibir el pavimento, el cual quedaba constituido en términos comunes, por una base

hidráulica de 10 a 15 cm de espesor y por una carpeta asfáltica de 2 o 3 riegos para los caminos principales, previamente se le hacían recargues al revestimiento y se compactaba superficialmente. Esta forma de proceder comprendió el lapso de 1926 a 1948.

A partir de 1949, se empezaron a aplicar nuevas ideas referentes al proyecto de espesores de pavimento, fundadas en la prueba Porter Modificada, que trata de reproducir las condiciones del camino en lo referente a peso volumétrico y humedad de los materiales, haciendo uso de una carga estática y obteniéndose el valor relativo de soporte mediante un proceso de penetración de la muestra, similar al método CBR convencional. Este método, creado por iniciativa M Ing. Rodrigo Padrón Llaca, fue de gran utilidad en la integración de nuestra red, pues sustentando estas ideas se construyeron los pavimentos de más de 30000 km, la mayor parte troncales, con buenos resultados mientras el tránsito no fue excesivo, o sea más o menos hasta 1969, aunque es importante aclarar que aún a la fecha lo siguen utilizando algunos ingenieros que tratan de aprovechar la indiscutible experiencia adquirida a través del tiempo y en nuestro medio.

Finalmente en 1970 el diseño de espesores de pavimento empezó a emplear las ideas, estudios, investigaciones y tramos de prueba efectuados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, los cuales fueron publicados en el Instructivo Núm. 240, cuyo método prácticamente se sigue utilizando hasta la fecha en las carreteras al cuidado de la Secretaría, con ligeras modificaciones propuestas por el propio Instituto a través de sucesivas publicaciones que ha hecho tomando en cuenta los resultados de nuevas investigaciones en diversos tramos de caminos y en su pista circular de prueba. El método del Instituto de Ingeniería de la UNAM introduce el concepto Sección Estructural de la Carretera comprendida desde el suelo de cimentación hasta la superficie de rodamiento, aplicando para el diseño de espesores de pavimento datos de tránsito, factores de daño y acumulación de ejes equivalentes de 8.2 ton. lo cual se combina con los valores relativos de soporte más- probables de los materiales de las diferentes capas.

El método del Instituto de Ingeniería de la UNAM se considera bueno porque es más racional, al apegarse mejor a las condiciones de campo, con sistemas de compactación por impactos, aunque hay que reconocer que ya en la actualidad, los equipos de compactación a base de ondas vibratorias, son los que están dominando la realización de las obras viales.

1.2.2 Materiales empleados en la construcción de los pavimentos.

Al comienzo de nuestras carreteras los materiales para pavimentación se seleccionaban a simple vista y no se les aplicaba ningún tratamiento especial, si acaso sólo la eliminación a mano de los tamaños mayores o simples procesos de cribado para las carpetas asfálticas de 2 ó 3 riegos; se utilizaban comúnmente para los revestimientos y las bases hidráulicas materiales naturales tales como tepetates,

caliches, conglomerados, aglomerados, tezontles, gravas-arenas de río, etc., empleándose estas últimas también en las carpetas.

Después, alrededor de 1950, y como consecuencia de la necesidad de una mejor calidad en los pavimentos y de exigencias mayores en nuestras normas, empezaron a tratarse los materiales de pavimentación haciendo uso de equipos de cribado, plantas de trituración parcial o total, de lavado o mediante procesos de mezclado entre varios materiales pétreos, con objeto de aprovechar yacimientos rocosos, depósitos de gravas-arenas con boleos o de gravas arcillosas, conglomerados con fragmentos de roca, etc. Así también, en zonas difíciles con gran escasez de materiales apropiados para pavimento, como la del Sureste de la República Mexicana, se ha recurrido a la estabilización de los materiales locales, tales como gravas arcillosas, arenas mal graduadas, lisas y redondeadas, arenas finas de médano, arenas con conchuela de mar y arenas limosas, mezclándolas con algún producto como cemento hidráulico, cal hidratada, asfalto ó asfalto con azufre, para formar las bases de pavimento, habiéndose obtenido buenos resultados en carreteras con tránsito hasta de 20000 vehículos diarios, siendo pesados gran parte de ellos.

1.3 Procesos Constructivos.

Como en casi todas las actividades humanas en que el hombre siempre lucha por mejorar, la técnica de construcción de carreteras en México ha evolucionado en forma muy satisfactoria, ya que abarcó desde los procedimientos rudimentarios y defectuosos empleados en un principio, en que tanto las terracerías como los pavimentos no tuvieron el apoyo de la Ingeniería de Materiales, ni de los implementos mecánicos que facilitasen estas labores, para alcanzar buenos resultados, partiendo del conocimiento de las características propias de los materiales y de su adecuado tratamiento, hasta la época actual, en que por una parte los estudios y proyectos cuentan con los amplios recursos de disciplinas tales como la Geotecnia (Geología, Mecánica de Suelos, Mecánica de Rocas) y la Hidrología, y por otro lado la ejecución de las obras dispone prácticamente de todos los equipos mecánicos para solucionar cualquier problema, con gran calidad y eficiencia productiva. En efecto, cuando se empezó la construcción de terracerías se recurrió al trabajo manual con parihuelas, carretillas y escrepas de tracción animal, después comenzaron a usarse tractores, palas mecánicas, motoconformadoras, etc., y finalmente los equipos más modernos. Un aspecto muy importante de señalar es que en la construcción de terracerías sólo se daba atención a los movimientos de tierras, es decir, a la formación de cortes y terraplenes, sin importar mucho el acomodo de los materiales ni su estabilidad, ya que se trabajaban a volteo con mucha frecuencia. Tampoco se compactaban los terraplenes con equipo especial y solamente después de bastante tiempo, se procuró distribuir el tránsito del equipo de construcción consistente en bulldozers, escrepas, camiones, etc. de manera uniforme sobre la superficie de las capas, tratando de alcanzar los mejores resultados. Se estima que el tratamiento de compactación de las terracerías con equipo especial, como rodillos pata de cabra y rodillos lisos y neumáticos, se inicio en México por el año de 1954,

obteniéndose desde luego mucho mejor comportamiento en estas obras, en lo que se refiere principalmente a características de resistencia, deformabilidad y permeabilidad, lo anterior sobre todo al aparecer los equipos vibratorios.

Asimismo, la construcción de nuestros pavimentos tuvo en un principio fuertes insuficiencias técnicas en las diferentes etapas de estudios, proyectos, ejecución y control, lo cual se tradujo como es natural en una baja eficiencia al hacerse más intenso el tránsito. Aun cuando se considera que en el renglón de los pavimentos hemos tenido desde entonces progresos muy significativos y acordes con los respectivos avances en el mundo, aplicando ideas netamente nacionales principalmente en estudios y proyectos, se estima también que es indispensable mejorar nuestras normas de materiales, métodos de prueba, sistemas de diseño y procedimientos constructivos, especialmente en carreteras de alta circulación, como las del actual programa que se lleva a cabo de autopistas concesionadas.

1.4 Conservación.

Toda obra de ingeniería, aun antes de ser terminada, requiere una atención constante a su conservación. Naturalmente, las carreteras no son una excepción, ya que por sus características especiales quedan expuestas al ataque permanente de los agentes naturales y al efecto de las cargas que soportan sus elementos estructurales. Por esto, es indispensable someterlas a una vigilancia continua y concederles especial atención a fin de mantenerlas en las mejores condiciones de servicio. Puede asegurarse que los trabajos de conservación de una carretera deben preverse desde que se efectúa su localización, ya que entre varias alternativas de ruta, equivalentes en otros aspectos, debe elegirse aquella que ofrezca la mayor seguridad y ventajas para su futuro mantenimiento aun cuando el costo inicial no sea precisamente el menor. El estado en que, se encuentran los caminos y en particular sus pavimentos, influye en forma decisiva en los costos de operación, que incluyen el desgaste y consumo de combustibles propios de los vehículos y su natural influencia en los precios de los artículos que se transportan, pero sobre todo en la seguridad, comodidad y tiempo de los usuarios.

Tomando en cuenta el constante aumento del número de vehículos y de sus velocidades y cargas, en México se han presentado, en términos generales, tres tipos principales de trabajo, para el mantenimiento de la red vial: conservación normal, rehabilitación ó reconstrucción y mejoramiento ó modernización.

La conservación normal comprende los trabajos rutinarios y sistemáticos necesarios para mantener en buenas condiciones y en lo posible con las mismas características, todas las partes y elementos estructurales con los cuales se construyó la carretera, como son: superficie de rodamiento, acotamientos, drenaje, taludes, zonas laterales y señalamiento; en lo relativo a pavimentos estos trabajos consisten por lo común en bacheos, taponamiento de grietas, renovaciones, sobrecarpetas y riegos de sello. Por otra parte, la rehabilitación o reconstrucción incluye aquellas obras requeridas para reponer, totalmente o en alguna de sus

partes, un tramo de carretera, sin alterar sus especificaciones geométricas o estructurales. Finalmente, en el mejoramiento o modernización se modifican las características geométricas y estructurales del camino, especialmente en lo concierne a pavimentos y puentes, para aumentar su nivel de servicio y resolver los problemas originados por incrementos en el volumen de tránsito y en las cargas de los vehículos.

En cuanto a las labores de conservación en nuestras carreteras puede decirse que han tenido más o menos la misma evolución que las que se refieren a la construcción de estas obras, o sea, siempre con franca tendencia a mejorar. Sin embargo, en este aspecto, ha sido más lento y menos efectivo el proceso para implantar las nuevas técnicas que se requieren para enfrentar con eficiencia los problemas derivados del rápido crecimiento de la red de caminos y del tránsito, tanto en volumen como en peso de cargas por eje y número de ejes; en todo lo anterior han influido seguramente la falta de recursos suficientes y oportunos. Además de esto último, los problemas que todavía en la actualidad afectan el buen mantenimiento de los pavimentos y en particular a los de las carreteras troncales, son principalmente los siguientes:

1. Falta de oportunidad en la ejecución de los trabajos, los cuales se hacen con frecuencia en época de lluvias o cuando los pavimentos se encuentran muy deteriorados.
2. Empleo de materiales pétreos de baja calidad o de productos asfálticos inadecuados.
3. Utilización de procedimientos constructivos obsoletos, como la elaboración de mezclas asfálticas en el lugar, con motoconformadora y rebajado asfáltico FR-3, lo cual produce carpetas asfálticas de baja calidad, mal comportamiento, alto costo y desperdicio de recursos no renovables que implica el uso de solventes a base de gasolinas. También se tienen otros defectos con este sistema de mezcla en el lugar, como son: exposición al medio ambiente durante su elaboración con la consiguiente afectación de la mezcla y la inducción de contaminantes no controlables, interferencias al tránsito, etc.

1.5 Comportamiento.

Con los antecedentes constructivos antes comentados, el comportamiento de los pavimentos se vio afectado al principio con la aparición de fallas consistentes en asentamientos, baches, agrietamientos y desplazamientos de la carpeta asfáltica, los cuales no tuvieron mucha trascendencia debido al escaso tránsito. No obstante, esta situación hizo ver la necesidad de efectuar estudios y proyectos mejores y más completos, tendientes a impulsar las técnicas de construcción y realizar obras más estables y duraderas, de acuerdo con la intensidad y tipo de tránsito de aquella época. Fué así como los pavimentos fueron teniendo un comportamiento más

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

satisfactorio acorde con el empleo de una tecnología cada vez más avanzada y apegada a nuestras condiciones reales, hasta llegar a la época actual en que puede decirse que el comportamiento de los pavimentos es en general adecuado, pero también es necesario reconocer que su diseño y construcción deben ser motivo de un cuidadoso análisis que los ponga a la altura de los requerimientos actuales y futuros.

Invariablemente se ha buscado el objetivo fundamental de proporcionarle a México el sistema integral de transporte que demanda su rápido crecimiento y su explosión demográfica, dentro del cual la red carretera constituye en este momento el factor principal para lograr estas miras, ya que moviliza el 95% de los pasajeros y el 70% del total de la carga que se desplaza en el País, contándose con un parque aproximado de 8 millones de vehículos. Lo anterior representa un gran compromiso para los camineros mexicanos, ya que implica como hemos dicho, mayor talento, entrega y capacidad en estos trabajos con objeto de que los pavimentos cumplan siempre y en forma satisfactoria la función que les corresponde de facilitar y asegurar el transporte oportuno y eficiente de personas, bienes y servicios.

CAPITULO II

MATERIALES PETREOS Y ASFALTICOS

CAPITULO II

MATERIALES PETREOS Y ASFALTICOS

MATERIALES PETREOS

2.1 Fuentes de abastecimiento.

2.1.1 Bancos de Materiales.

Con objeto de llevar a cabo los trabajos preliminares para la localización de bancos de materiales, es necesario contar con un plano de la región por explorar, de preferencia que este plano sea fotográfico y de ser posible foto interpretado; en el caso de no poder contarse con estos datos se necesitará un plano en el que se tengan ubicados los ríos existentes, los accidentes topográficos importantes, las poblaciones con sus vías de acceso, la existencia de minas o canteras en explotación o que hayan sido explotadas, etc. Además, deberá recabarse con los habitantes de la región, información sobre la obtención de los materiales de construcción empleados en la zona por explorar y vaciarla en el plano, en el cual también se deberá señalar el desarrollo del camino por pavimentar o la ubicación de la obra de que se trate.

Una vez que se cuente con un plano como el indicado anteriormente se procederá a efectuar la exploración de la región, para lo cual, si no se está familiarizado con ella, es conveniente hacerse acompañar por una persona conocedora de la zona; los recorridos de exploración se podrán efectuar en helicóptero, vehículo automotor (en ocasiones será necesario de doble tracción), lancha, caballo o a pie, según sea necesario; durante los recorridos se corregirá y completará el plano si fuera necesario, señalando tiempos de recorridos, distancias, ubicación de ríos o arroyos no consignados, así como la localización de probables bancos indicando su posible empleo, desviación aproximada al camino u obra por pavimentar, tipo de material y volumen aproximado disponible.

Los aspectos básicos que deben considerarse para seleccionar los bancos, entre otros son los siguientes⁽¹⁾: calidad, accesibilidad, facilidad de explotación, volumen disponible, tratamiento y costos.

- a) Calidad. La calidad de los materiales es uno de los requisitos más importantes que deberán tenerse en cuenta al seleccionar un banco de materiales pétreos para pavimentación, siendo necesario que de acuerdo con el destino que se le pretenda dar a estos materiales, sea la calidad que deberán cumplir con un cierto margen de seguridad, de acuerdo con las normas establecidas para el

⁽¹⁾ SCOP. Seminario de pavimentos. México, 1974. p.2

tipo de obra que se va a ejecutar, ya que si no es así y se seleccionan bancos cuya calidad está en el límite tolerable por las especificaciones, el riesgo que se corre es grave, debido a que durante la producción se pueden obtener materiales inaceptables para el fin propuesto. Este aspecto es muy importante, principalmente en lo que se refiere a ciertas características de algunos materiales, las cuales en ocasiones tienen variaciones apreciables durante su explotación.

- b) *Accesibilidad.* Este es otro de los factores importantes que hay que tomar en cuenta, ya que de no considerarlo se pueden llegar a tener fracasos económicos de importancia si se fijan bancos inaccesibles o de muy difícil acceso, tales como los ubicados en las márgenes opuestas de ríos caudalosos, donde no hay puentes para cruzarlos y los materiales sólo se pueden transportar por medio de chalanes en ciertas épocas del año, lo que resalta oneroso; los bancos en laderas escarpadas en donde para llegar a ellos es necesario construir caminos de acceso muy largos, caros y peligrosos de transitar o bien, cruzar zonas anegadas o pantanosas en donde es difícil y costoso construir y conservar el camino de acceso.
- c) *Facilidad de explotación.* Las ventajas que presenta un banco en relación con otros, en lo que se refiere a facilidad de explotación, deberá tomarse en cuenta al fijarlo, ya que tiene influencia directa tanto en el aspecto económico, como en el cumplimiento de los programas de la obra.

Por tal motivo, hasta donde sea posible, se evitará localiza bancos en zonas montañosas en las cuales no se tengan sitios apropiados para la instalación del equipo para su explotación, tratamiento, maniobras y almacenamientos de los materiales procesados, en sitios tan próximos a las obras por construir, que al efectuarse el ataque del banco se ocasionan obstrucciones en ellas, con el material producto de la explotación; en las cercanías de instalaciones que son costosas para mover y tales como líneas de transmisión de energía eléctrica, subestaciones eléctricas, canales, tuberías (gaseoductos, oleoductos, etc.) o bien, en donde se ponen en peligro estructuras como cortinas de presas, torres de transmisión, edificios, etc. Otro caso que es conveniente evitar es el de extracción de materiales en playones de ríos, en donde los espesores aprovechables son pesqueros y la calidad es variable o bien, cuando el material tiene que extraerse bajo agua con el consiguiente deterioro del equipo, disminución de rendimiento y consecuente aumento de costo; lo anterior se acentúa cuando es necesario usar chalanes o algún otro equipo adicional.

Con objeto de evitar en lo posible problemas como los citados anteriormente, es necesario tomar en cuenta la facilidad de explotación, estudiando la posibilidad de explotar bancos, que aunque estén más alejados de las obras, presenten menores dificultades para su ataque.

- d) Volumen disponible. Este es otro de los factores que deberán tomarse en cuenta al localizar un banco, ya que en los casos en donde el material requiere para su utilización cierto tratamiento por medio de máquinas e instalaciones costosas, el volumen por extraer debe justificar estos gastos a fin de que la explotación del banco resulte económica; en el caso de bancos de materiales con volúmenes reducidos en los cuales se requieren tratamientos como los indicados, no es recomendable su explotación a menos que no se encuentren otros bancos en la región.
- e) Tratamiento. El tratamiento a que deberán sujetarse los materiales de los bancos para su utilización es otro aspecto importante para tenerse en cuenta al seleccionarlos, ya que de preferencia es conveniente trabajar con materiales cuyos tratamientos sean sencillos, tales como el disgregado, el cribado, o cuando más, el triturado, a fin de evitar aquellos que requieran procedimientos adicionales complicados como el lavado u otros más elaborados como es el caso de las estabilizaciones; estos últimos procedimientos resultan caros y en ocasiones, por no disponer se de todo el equipo especializado necesario, se recurre a adaptaciones que al final no producen el material con la calidad adecuada, que es factible obtener, por lo que se recomienda que en caso de ser necesarios los procedimientos señalados, se utilice el equipo apropiado.
- f) Costos. Es necesario antes de recomendar el empleo de cualquier banco de material, efectuar un análisis económico de los que se tengan disponibles, teniendo en cuenta los aspectos básicos anteriormente tratados, con lo cual se estará en posibilidad de eliminar aquellos que no sean competitivos.

2.1.2 Procedimientos de explotación y tipos de estudios.

Según la topografía de la región, tipo de vegetación, extensión del área por explorar, vías de acceso existentes y demás características, será el procedimiento de exploración a efectuar, pudiendo llevarse a cabo a pie, a caballo, en vehículo automotor, lancha o helicóptero. Por cualquiera de los procedimientos citados se puede llevar a cabo la exploración y durante ella se toman todos los datos necesarios de los bancos probables que se encuentren, los que ya fueron mencionados anteriormente en el 2.1.1.

Los estudios que generalmente se efectúan a los probables bancos de materiales⁽²⁾, pueden ser preliminares, definitivos o para fines de inventarios.

- a) Estudios preliminares. Después de levantar un croquis del área probable del banco, se señalarán sus dimensiones aproximadas incluyéndose en el mismo un esquema con su ubicación en relación con el camino o la obra donde se empleará; a continuación se ejecutaran, según el área estimada del banco, algunos sondeos que por lo general se hacen a cielo

abierto, distribuidos adecuadamente en toda el área, los que se señalarán en el croquis.

Los referidos sondeos se llevarán a cabo anotando en el registro de cada uno de ellos, el espesor de la capa de despalme y su tipo de material, la estratigrafía de los materiales aprovechables encontrados indicando con claridad sus características, dureza o dificultad en su ataque, humedad natural, nivel de aguas freáticas, si se llega a encontrar, tipo del material subyacente al material aprovechable, tratamiento y uso probable del material aprovechable, época del año en que se efectuaron los sondeos y todas las observaciones de campo que se consideren necesarias como puede ser la existencia de estratos de arcilla, fisuras con o sin relleno, tipo de relleno o empaque, etc.

Una vez efectuados los sondeos a cielo abierto, los cuales tratándose de un estudio preliminar podrán ser del orden de 4 a 6 por cada 50000 m³ de probable material aprovechable, se procederán a tomar una muestra representativa de cada sondeo, identificándola en forma adecuada a fin de evitar confusiones en el laboratorio. A todas las muestras se les efectuaran ensayos completos de calidad y de acuerdo con los resultados que se obtengan, se podrá juzgar si del estudio preliminar se pasa al definitivo o bien, por la calidad resultante de los materiales se elimina el banco o se amplía el estudio hacia alguna otra zona que por el resultado de los ensayos y las observaciones de campo, resulte conveniente estudiar por considerar que posiblemente hacia ella se extienda el material de buena calidad.

En algunas ocasiones se hacen estudios geofísicos, con objeto de detectar con mayor aproximación el área que conviene sondear y hacer un muestreo. En los casos en que los bancos se localicen en cortes naturales, se aprovecharán éstos para tomar en sus paredes muestras en canal, previa eliminación de la capa superficial que se encuentre alterada por acción del intemperismo; dichas muestras complementarán las hechas en los sondeos a cielo abierto.

Lo anteriormente expuesto es aplicable a los materiales que son susceptibles de atacarse con pico y pala, ya que en caso de no ser así, el estudio preliminar se limita a efectuar algunas barrenaciones hasta una profundidad adecuada, y considerando el tipo y características del polvo que se extraiga, la dificultad en la barrenación y algunas otras observaciones de campo hechas durante este trabajo (grietas, empaque, etc.), se podrá definir si se pasa al estudio definitivo o se concluye que no es conveniente efectuarlo.

- b) Estudios definitivos. Si el estudio preliminar ha conducido al definitivo, el croquis del banco se debe efectuar con mayor precisión midiendo con exactitud sus dimensiones y estacándolo para delimitar la zona de los

materiales aprovechables; su ubicación con respecto al camino es necesario determinarla con mayor precisión y calcular su volumen teniendo en cuenta el área estudiada aprovechable y el espesor promedio resultante de la capa o capas de materiales aprovechables, deduciendo los volúmenes de los desperdicios que se prevean. En el estudio definitivo es conveniente distribuir los sondeos a cielo abierto en forma de retícula de tal manera que la distancia entre vértices adyacentes sea de 20 a 100 m, según la uniformidad, tipo de los materiales y espesor aprovechable; además, es aconsejable para su fácil identificación, poner una estaca a un lado del sondeo con su número correspondiente; también deberá llevarse un registro de cada sondeo en donde se señalen datos como los indicados para los sondeos preliminares y además los espesores de los diferentes materiales encontrados, clasificación estimativa, y todos los datos que se consideren de interés. Terminados los sondeos se tomara una muestra representativa en cantidad suficiente del material extraído de cada uno, identificándola correctamente para evitar errores en el laboratorio; a continuación se procederá a efectuar a todas las muestras individualmente los ensayos de calidad correspondientes y en el caso de que las características de ellas resulten uniformes, se obtendrá por cuarteo una muestra representativa de material del banco o bien, si hay algunas zonas con características diferentes, se obtendrán muestras representativas de éstas por medio de los materiales extraídos de los sondeos de cada una de dichas zonas; a estas muestras representativas se les efectuarán todos los ensayos de calidad correspondientes y se les determinarán los porcentajes de las partículas retenidas en las mallas de 3", 2", 1 ½", ¾" y ½", según sea el destino del material (revestimiento, sub-base, base, carpeta asfáltica, sello) así como el tamaño máximo de las mismas, con lo cual se podrá definir el tratamiento probable a que deberán sujetarse dichos materiales.

Lo anteriormente expuesto es aplicable al caso de bancos en los que los sondeos se pueden hacer con pico y pala, ya que en el caso de que esto no sea posible, se procederá a efectuar algunos sondeos a cielo abierto por medio de explosivos y a ejecutar algunas otras barrenaciones para determinar el área y espesor del material aprovechable y como consecuencia su volumen. De los sondeos a cielo abierto se tomarán muestras representativas, las cuales en el laboratorio se someterán a trituración por medio de una máquina o por marreo, a fin de poder efectuar todos los ensayos de calidad.

Conociendo los resultados de los ensayos de calidad, el tratamiento aplicado en el laboratorio para obtener material trabajable (disgregado, cribado, triturado parcial o total, lavado, etc.), volumen de material disponible y ubicación, se estará en posibilidad de recomendar el banco y su utilización, según las especificaciones que cumpla.

- c) *Estudios para fines de inventario.* Los procedimientos de exploración y estudios que se efectúan para fines de inventario de bancos, normalmente son más sencillos que los estudios preliminares y definitivos ya descritos, por tratarse en general de bancos que ya fueron estudiados y empleados con anterioridad. Estos estudios es conveniente llevarlos a cabo para cada obra, ya sea carretera, aeropuerto, etc. para iniciarlos es necesario obtener toda la información que se tenga disponible de los bancos estudiados en forma definitiva, conocer cuales fueron empleados, sus volúmenes, características físicas de los materiales, tratamientos utilizados, empleo, problemas que se presentaron durante su explotación, comportamiento en la obra, etc. Deberá efectuarse una inspección de los bancos a fin de verificar su existencia y condiciones que actualmente presentan, corrigiendo en caso de ser necesario su ubicación, y además se estimarán los volúmenes existentes. Si no se tienen ensayos de calidad recientes de los materiales o si toda la zona estudiada inicialmente fue explotada, se procederá a efectuar algunos sondeos para determinar si existe todavía material aprovechable, llevando un registro de estos sondeos, como se indicó en los estudios anteriores procediéndose a la toma de muestras en la misma forma ya descrita, para que con la información de campo y los resultados de laboratorio se pueda decidir si los bancos se incluyen en el inventario o se eliminan por considerar que ya no son aprovechables. En los casos de que en algunas carreteras u obras, se encuentren agotados los bancos empleados, o bien los necesarios para una determinada etapa, se procederá a efectuar la localización de nuevos bancos para sustituir a los originales en los trabajos de conservación que se lleven a cabo, ejecutando los estudios, preliminares y definitivos que sean necesarios, en la forma anteriormente descrita, al término de los cuales se podrán incluir en el inventario correspondiente.

2.1.3 Diferentes tipos de bancos de materiales.

Diferentes tipos de bancos de materiales. Los bancos de materiales se presentan en la naturaleza en varias formas, siendo las más comunes las siguientes⁽³⁾:

- a) *Playones de ríos.* Estos bancos se forman por la sedimentación de los materiales que arrastran los ríos desde su nacimiento en las partes altas de las montañas hasta su desembocadura en los mares o lagos; a través de su recorrido se van depositando los materiales arrastrados, quedando los boleos en las zonas de pendiente fuerte del cauce y por consiguiente donde las velocidades del agua son elevadas, en otras donde la pendiente del canal es menos fuerte y la velocidad es menor, se depositan gravas, arenas, limos y arcillas, hasta llegar a las desembocaduras o sus proximidades en donde se depositan materiales finos.

⁽³⁾ ib. p.10

La formación de playones en las márgenes de los ríos, principalmente en las curvas del cauce, se debe a las diferentes velocidades que alcanzan la corriente según la sección transversal del río.

Los playones de ríos en general presentan una buena graduación en el tamaño de los materiales que los constituyen, sin embargo en ocasiones por un proceso de lavado natural las partículas finas como las arenas, los limos o pequeñas cantidades de arcilla, son arrastradas quedando materiales inertes y/o mal graduados, los que en ciertas etapas de la construcción de las obras no son muy adecuados; en otras ocasiones, debido a las crecientes de los ríos, los playones son cubiertos con tirantes reducidos de agua, con velocidades de traslado bajas, originando que se sedimenten limos y arcillas, lo cual puede dar origen a bancos con materiales de características plásticas que a veces no son deseables en las obras.

- b) *Depósitos.* Los depósitos en general están formados por materiales que llenaron algunas depresiones del terreno natural, que llegaron ahí por medio de arrastre fluvial, glacial o por eyección de volcanes, etc. En ocasiones se encuentran prácticamente descubiertos y en otras cubiertos por otro material arrastrado. Los referidos depósitos pueden estar compuestos por fragmentos de roca, gravas, arena, limos, arcillas, cenizas volcánicas, o fragmentos de origen piro clástico.
- c) *Mantos de roca.* En general, los mantos de roca presentan una capa intemperizada que puede tener varios metros de espesor, o bien cubiertos por material de arrastre (despalme), aunque en ocasiones la roca sana aflora debido a la erosión de la capa alterada o por fenómenos y geológicas que dan lugar a que se descubran dichos mantos. Las rocas que constituyen los referidos bancos pueden ser de origen ígneo, sedimentario o metamórfico. Entre las rocas ígneas más comunes están el basalto, la riolita, la andesita, el granito, el gabro y las tobas; entre las sedimentarias están las calizas, las areniscas, los conglomerados, las brechas, entre las metamórficas el mármol, la cuarcita, la pizarra y el gneiss. La forma en que se presentan las rocas en los mantos puede ser en masas sólidas y duras, en formas estratificadas, en fragmentos y en alguna otra variante, caracterizadas en ocasiones por el origen de la roca.
- d) *Conglomerados.* Los conglomerados son formaciones de origen sedimentario y están constituidos por gravas con o sin fragmentos de roca y cantidades apreciables de arena, que generalmente han sido depositados por corrientes fluviales, todo lo cual ha sido cementado posteriormente con materiales acarreados. En estos bancos las gravas y fragmentos son de forma redondeada y su cementación puede ser fuerte, como en los conglomerados calizos, o baja, dependiendo del tipo de los materiales cementantes.

Los bancos de conglomerado se encuentran generalmente en las proximidades de corrientes fluviales, en cauces antiguos; en algunas

ocasiones se presentan formando estratos mas o menos gruesos y en otras formando lomas originadas probablemente por erosiones o por movimientos telúricos.

- e) Aglomerados. Los aglomerados son formaciones de mezclas heterogéneas, poco o nada cementadas, de gravas, arenas, limos y arcillas, los cuales son de origen sedimentario. También hay materiales semejantes constituidos por fragmentos angulosos de origen ígneo, a los que se les llama aglomerados.
- f) Zonas de pepena. En algunas regiones del país se presentan zonas donde sobre la superficie del suelo se encuentran fragmentos duros de roca, cuyo origen geológico puede ser variado. Se considera que dichas zonas a las que se les ha llamado de pepena, se formaron por erosión de la roca, o por erupciones volcánicas, quedando sobre el terreno los corazones o fragmentos más duros, de un tamaño tal que pueden ser cargados a mano, aunque a veces se puede necesitar, en algunos fragmentos grandes, el empleo de explosivos. Se hace notar que estos fragmentos se pueden encontrar limpios o cubiertos con una capa más o menos gruesa de arcilla, probablemente resultante de la desintegración de la roca original.

2.1.4 Inventario de bancos.

Para la formulación del inventario de bancos deberá recabarse de todos ellos la información disponible en archivos y diferentes fuentes de información, la cual incluirá tanto los datos de los bancos explotados con anterioridad que todavía tienen volúmenes aprovechables, como los que se vayan estudiando para nuevas obras. Como ya se dijo en el punto relativo a estudios para fines de inventario, en ocasiones será necesario complementar o ampliar la información existente, bien porque la que se tiene no es suficiente o por que la zona del banco de donde se disponga de información está agotada. En el primer⁽⁴⁾ caso "Información Básica" será necesario ampliar la información verificando ubicaciones, volúmenes, etc., y en el segundo⁽⁵⁾ "Utilidad y Aplicación", efectuando estudios de campo y de laboratorio para que con los resultados que se obtengan de ellos, se pueda juzgar si es conveniente considerar o eliminar dichos bancos del inventario correspondiente.

- a) Información básica. La información básica que debe contener el inventario de bancos se puede agrupar por carretera, tramo o zona correspondiente a una o varias obras y deberá estar formada por la siguiente:

1. Ubicación del banco en el camino u obra (km), nombre, a que lado del camino se encuentra, longitud y lado de la desviación si la hubiera.

⁽⁴⁾ Ib. p. 13

⁽⁵⁾ Ib. p. 15

2. Tipo de propiedad del terreno donde se encuentra el banco, es decir, si es terreno particular, ejidal, nacional, etc.
3. Respecto al terreno también es conveniente informar si está cultivado, tipo de cultivo, si hay edificaciones o instalaciones próximas que se pudieran afectar durante la explotación, etc. Sobre el banco se indicará si está en producción y en caso de ser así se señalará quien lo explota, tipo del material producido, destino, producción promedio diario, capacidad de producción, precio del material procesado, etc.
4. Si la accesibilidad del banco no es todo el año se indicará cual es la época en que es accesible.

De la información más reciente que se tenga de las características físicas representativas del material que forma el banco, se podrá tomar en cuenta un número de ensayos que sea congruente con las particularidades del banco y defina las características del material; en caso necesario se complementará dicha información con nuevas determinaciones de calidad, las indispensables para asegurar que el volumen registrado es factible de aprovechar.

De cada banco se hará un croquis en el que se muestre la zona de material aprovechable, se indique el espesor promedio del material de despalme, el espesor del estrato del material aprovechable, el volumen aproximado de este último material, la localización del banco con respecto a la carretera u obra de que se trate, así como algunas fotografías que den idea de las características sobresalientes del mismo.

Toda la anterior información se obtendrá para cada uno de los bancos del inventario y deberá estar contenida en un fólder en el archivo de estudio de bancos, a fin de poder consultar, complementar o aumentar la referida información. Como resultado de toda la información obtenida se formulará el inventario de bancos de materiales, el cual para fines prácticos deberá contener los datos siguientes:

1. Carretera.
2. Tramo u obra de que se trate.
3. Laboratorio que ejecutó el estudio.
4. Fecha del último estudio.
5. Número del banco.

6. Nombre del banco y su ubicación.
 7. Tipo de material.
 8. Usos probables.
 9. Volumen disponible.
 10. Espesor de despalme.
 11. Tratamiento y características físicas principales del material (tanto en su estado natural como ya tratado, indicando el proceso a que fue sometido el material), tales como: tamaño máximo, porcentaje de desperdicio según sea el destino del material, (en malla de 2", $\frac{3}{4}$ ", etc.), zona granulométrica, valor relativo de soporte estándar (%), límite líquido (%), contracción lineal (%), expansión (%), equivalente de arena(%), desgaste (%), afinidad con productos asfálticos, etc.
 12. Finalmente, deberán complementarse los datos anteriores con un plano general en que se ubiquen los diferentes bancos de materiales disponibles en la región, carretera, tramo o zona correspondiente a una o varias obras, y donde también se señalen en forma resumida para cada banco de material, su número y nombre, tipo de material, tratamiento recomendable y uso probable.
- b) Utilidad y aplicación. Los inventarios de bancos de materiales tienen una utilidad manifiesta, ya que esta información se puede aprovechar en el momento que se necesite, como puede ser en el caso de reconstrucción de caminos u obras, en ampliaciones, en obras nuevas, en conservación, con lo cual no se tendrán demoras en el inicio de los trabajos por falta de bancos de materiales. Debido a que los referidos inventarios se llevarán a cabo en toda la República, en cualquier parte que se tenga la obra se podrá tener información de los bancos existentes, tipo de materiales, tratamientos, etc., y en el caso de que la obra se encuentre en una región o zona donde no se tengan antecedentes de bancos, los estudios correspondientes se circunscribirán únicamente a esa región, con lo cual también se ahorrará tiempo en su localización. Se considera conveniente que para una mayor utilidad de los ya referidos inventarios, se estén actualizando continuamente, con lo cual se tendrá información reciente de los bancos en explotación, los agotados, los nuevos, así como cualquier otra información que hubiera cambiado durante el lapso mencionado.

2.2 Tratamientos de materiales pétreos.

2.2.1 Características en su estado natural.

Los materiales que constituyen los bancos o fuentes de abastecimiento, son variables y depende de sus características el tipo de tratamiento a que deben sujetarse para obtener la granulometría y demás requisitos que deben cumplir para su uso en el pavimento, como son⁽⁶⁾: formación, clasificación, tamaño máximo, dureza y cementación.

a) Formación. Los materiales en su estado natural teniendo en cuenta la formación que presentan, se pueden dividir en:

1. Mantos rocosos. Constituidos por rocas completamente sanas o con un grado variable de alteración. Entre las primeras pueden citarse principalmente las riolitas, dioritas, andesitas, basaltos, etc. Entre las segundas frecuentemente se presentan así los granitos, las calizas y las pizarras.

El origen de estos materiales desde el punto de vista geológico, puede ser ígneo, sedimentario o metamórfico.

En general, el tratamiento obligado que se da a estos materiales es de trituración total, aun cuando hay casos como en las andesitas, que en ocasiones se presentan con un grado de alteración tan avanzado que no se puede aplicar un tratamiento de trituración parcial y cribado, sometiéndolas a un tratamiento de disgregación para emplearse en sub-bases.

2. Conglomerados o aglomerados, los cuales son materiales de origen sedimentario, principalmente o sea productos de la desintegración de rocas ya existentes.

El tratamiento que se aplica a estos materiales es generalmente la trituración parcial y cribado, o trituración total, pudiéndose tener casos de conglomerados, con un tratamiento a base de disgregado, cuando se emplean en sub-bases.

3. Depósitos constituidos por suelos o suelos con fragmentos de origen geológico sedimentario. Citándose entre ellos los limos, arena, gravas o las combinaciones entre ambos, así como los depósitos de grava-arena con cantos rodados.

El tratamiento que debe dárseles a estos últimos para su uso en pavimentación, es variable, pudiendo ser desde un simple

⁽⁶⁾ ib. p. 22

"papeo" para la eliminación de tamaños mayores de 5.08 cm (2") en materiales de depósito como las gravas-arenas, o bien cribado simple, hasta un tratamiento de trituración parcial y cribado, lográndose en general buenos materiales para su uso en sub-bases, bases o carpetas.

Los tratamientos citados pueden complementarse cuando es necesario, con operaciones adicionales como son el lavado, la eliminación de finos arcillosos, etc.

b) Clasificación. Los materiales se clasifican por su granulometría y plasticidad, de acuerdo con el sistema utilizado por la Secretaría de Obras Públicas, que en términos generales se indica a continuación:

1. Fragmentos de roca. Son aquellos cuyos tamaños son mayores de 7.6 cm (3") y menores de 2 m; se subdividen en grandes cuando son mayores de 75 cm y menores de 2 m, medianos si son mayores de 20 cm y menores de 75 cm y chico cuando son mayores de 7.6 cm (3") y menores de 20 cm.
2. Suelos. Son aquellos que tienen partículas menores de 7.6 cm (3"), subdividiéndose en suelos con partículas gruesas, que son en los que más de la mitad del material se retiene en la malla No. 200, y suelos con partículas finas en los que más de la mitad del material pasa la malla No. 200; finalmente se tienen los suelos altamente orgánicos.

Los suelos con partículas gruesas se subdividen a su vez en gravas y arenas; en las primeras más de la mitad del material se retiene en la malla No. 4, en las segundas más de la mitad del material pasa la malla No. 4.

Los suelos con partículas finas están formados por limos y arcillas, cuyo límite líquido puede ser menor de 50%, entre 50% y 100% y mayor de 100%.

De acuerdo con esta clasificación el tratamiento a que se deben someter los materiales varía, teniéndose por ejemplo que para los fragmentos de roca y los suelos de partículas gruesas, generalmente se requiere un tratamiento de trituración a fin de hacerlos adecuados para usarse en pavimentación, pudiéndose señalar que para el caso de fragmentos de roca, su tratamiento es siempre de trituración total y cribado y cuando se trata de suelos de partículas gruesas, los tratamientos pueden ser de trituración parcial y cribado, simple cribado e inclusive la eliminación de tamaños mayores de 1 1/2", mediante pepena.

- c) **Tamaño máximo.** En relación con su tamaño máximo, los materiales para pavimento pueden, sujetarse a determinado tratamiento, teniéndose para el caso de los revestimientos provisionales, desde un simple "papeo" para quitar el desperdicio mayor de 3" hasta una trituración parcial y cribado pudiéndose tener tratamientos a base de disgregado o cribado simple los materiales para sub-base generalmente se obtienen mediante-cribado simple, trituración parcial y cribado, y en ocasiones mediante disgregado; en las bases hidráulicas los materiales comúnmente requieren tratamiento de trituración parcial y cribado o trituración total, y con excepciones se logra mediante simple cribado; en los concretos asfálticos para bases y carpetas, generalmente por el tipo de granulometría requerida, los materiales deben ser tratados mediante trituración parcial y cribado o por medio de una trituración total; las mezclas asfálticas en el lugar, para bases o carpetas, pueden requerir por lo común materiales sujetos a trituración parcial y cribado o simple cribado; los materiales pétreos para tratamientos superficiales generalmente necesitan de un tratamiento de trituración parcial y cribado, o simple cribado y en algunas ocasiones se presentan casos en que rueden ameritar adicionalmente la operación de lavado.
- d) **Dureza y cementación.** Otros de los factores que influyen para el tratamiento a que se deben someter los materiales de pavimentación es la dureza y cementación de los mismos; un material de baja dureza y cementación, como son algunos tepetates, caliches, rocas alteradas, conglomerados, aglomerados y otros, es posible aprovecharlos proporcionándoles un tratamiento de disgregado o cuando más de trituración parcial y cribado; cuando se trate de rocas sanas o conglomerados fuertemente cementados, invariablemente se requiere sujetar al material a un tratamiento de trituración total y finalmente, se tiene el caso intermedio de depósitos de cantos rodados y gravas-arenas con boleos, donde es necesario aplicar al material natural un tratamiento de trituración parcial y cribado en ocasiones, solamente el de cribado.

Como un factor adicional que influye en el tratamiento para los materiales de pavimentación se tiene la limpieza adecuada de los mismos, siendo variables los requisitos que se deben cumplir a este respecto, según la utilización que se dé al material. Los trabajos que es necesario llevar a cabo para lograr este objeto, son por lo general uno o varios de los que se citan a continuación:

1. Despalme adecuado del banco.

2. Eliminación de finos arcillosos perjudiciales previamente al tratamiento del material aprovechable.
3. Lavado del material.

2.2.2 Requisitos de acuerdo con su aplicación.

Los materiales pétreos usados en pavimentación (revestimientos provisionales, sub-bases y bases hidráulicas, bases y carpetas de mezcla asfáltica, riegos de sello, tratamientos superficiales de uno, dos o tres riegos, morteros asfálticos y agregados para concreto hidráulico) requieren cumplir una serie de requisitos en sus características físicas, entre las cuales se citan como principales las siguientes: límites de Atterberg, granulometría, valor cementante, valor relativo de soporte, equivalente de arena, desgaste, afinidad con el asfalto, intemperismo acelerado, forma de la partícula, etc., cuyos valores límites se detallan en las Especificaciones Generales de Construcción.

Los requisitos indicados influyen en el tratamiento que será necesario darles a dichos materiales, para poder lograr que se cumplan las normas en vigor.

Así según las características físicas que presente el material después de su extracción dependerá, junto con la etapa de pavimentación a que se destine, el tratamiento que se aplique, teniéndose por ejemplo, que para materiales de revestimiento y sub-base, se pueden someter a un proceso de disgregado, cribado, o trituración parcial y cribado; en el caso de bases hidráulicas, mezclas asfálticas y tratamientos superficiales, por lo general se sujetan los materiales naturales a cribado, trituración parcial y cribado, o trituración total, y en ocasiones se mejoran sus características mediante mezclas con otros materiales, e inclusive se llegan a aplicar tratamientos de lavado.

2.2.3 Aspectos económicos y de programa de obra en relación con el tratamiento.

Otros de los factores que influyen para la determinación de los tratamientos que se deben aplicar a los materiales empleados en la pavimentación, son el económico y el de programa de obra. Desde el punto de vista económico se presentan casos en los cuales se tienen bancos de materiales para un determinado tramo, que pueden variar de una grava-arena, por ejemplo, que requiere un tratamiento de trituración parcial y cribado, a una roca de basalto con tratamiento de trituración total y aun cuando este último material presenta características de calidad mejores que el primero, teniendo en cuenta que la grava-arena reúna una calidad aceptable dentro de especificaciones, se elige ésta considerando el aspecto económico.

Este tipo de problema de tener que escoger un material entre varios, es usual cuando se presenta la necesidad de eliminar bancos por deficiencia de calidad o de volumen y sustituirlos por otros más lejanos que no presenten este problema. Otro caso que se presenta es cuando se necesita construir y mantener desviaciones muy costosas, como sucede frecuentemente en el Sureste y en la Zona Noreste del País; en este caso puede resultar más económico aumentar los acarreos y evitar el ataque de bancos que se encuentren en las condiciones señaladas, pero esto debe definirse mediante un estudio económico.

Por otra parte, en los trabajos de construcción en general el programa de obras es determinante en el aspecto de ejecución de los mismos, ya que sobre la base de él se tiene en cuenta los volúmenes de obra por ejecutar, las necesidades de los equipos de extracción, acarreo y compactación, así como el tratamiento de materiales no perdiendo de vista el aspecto de tiempo de ejecución. Para poder cumplir un programa de tiempo-volúmenes, las empresas contratistas que ejecuten los trabajos, ya sea con otorgamiento directo o mediante la celebración de concursos, tienen que tomar en cuenta sus equipos disponibles, recurriendo, si es necesario a la compra directa del equipo faltante o a la renta del mismo; sin embargo, es frecuente que en el aspecto de equipo por usar en el tratamiento de materiales para pavimentación, por no disponer el constructor de determinados implementos, se obligue a proponer el uso de otros bancos, que pueda atacar con el equipo que tiene disponible, aun cuando tenga que absorber los acarreos excedentes que resulten y por consiguiente se tenga un panorama aparentemente antieconómico para el contratista.

Es conveniente señalar que cuando por causas imprevisibles es necesario acortar el tiempo de ejecución de una obra, los tratamientos de los materiales empleados para la pavimentación pueden sufrir variaciones con el objeto de lograr mayor rapidez en su procesamiento sustituyéndose algunos bancos por otros que requieran tratamientos más sencillos, como por ejemplo una trituración parcial y cribado en vez de trituración total, resultando generalmente un incremento en el costo de la fase de la obra de que se trate, por haberse aumentado la distancia de acarreo, y/o el costo de la desviación, y/o el espesor de despalme del banco, etc.

2.3 Procedimientos y equipos para su tratamiento.

2.3.1 Eliminación a mano del desperdicio.

En las etapas de revestimiento provisional y sub-base, existen materiales de bancos, principalmente en playones de grava-arena, que en general cumplen con los requisitos señalados por las normas respectivas, en forma natural, representando sólo desperdicios mayores de 3" (7.62 cm) o de 2" (5.08 cm) en un porcentaje del orden de 5% a 10%, lo que permite su

eliminación a un costo bastante económico mediante el empleo de gente. El procedimiento utilizado en este tratamiento consistente en las operaciones de despalme o limpia del banco, extracción del material, la cual puede ser basándose en tractor y cargador o equipo de draga si el nivel de agua freática (NAF) es tal que no sea operable el cargador y después de llevar directamente el material mediante camiones al camino, acamellonamiento del mismo con motoconformadora para facilitar la pepena de los fragmentos de tamaño mayor que el especificado. Esta última operación de pepena también se ejecuta durante el mezclado previo al tendido del material.

2.3.2 Disgregado de materiales.

La operación de disgregado generalmente se hace en materiales del tipo de conglomerados calichosos no muy cementados, areniscas cementadas o rocas alteradas, los que se utilizan en las etapas de revestimiento provisional o sub-base, para lo cual se emplea equipo a base de pata de cabra y/o hyster, jalados generalmente con tractor. Este tratamiento se combina con el procedimiento anterior de eliminar a base de pepena el desperdicio que ya no es posible disgregar a tamaño menores. Este procedimiento frecuentemente se aplica en reconstrucciones de carreteras, donde el pavimento en operación se encuentra constituido por una base hidráulica y una carpeta de mezcla asfáltica, las que se escarifican procediéndose después a llevar a cabo un disgregado mediante el cual se rompen los pedazos de pavimento a un tamaño no mayor de dos pulgadas, utilizándose el equipo descrito, que se combina con motoconformador para facilitar la operación de pepena y darle uniformidad al material.

2.3.3 Cribado de materiales.

La operación o tratamiento de cribar exclusivamente materiales para su uso en pavimentación, se aplica para aquellos poco o nada cohesivos, cuyo por ciento de desperdicio, pueda fluctuar de un 5% a un 25% de fragmentos con tamaño mayor que el especificado y en general es aplicable a materiales destinados para revestimientos provisionales, sub-bases, bases de tipo hidráulico y en casos muy especiales en la obtención de pétreos para carpetas de uno o dos riegos y en mezclas asfálticas en el lugar.

Dependiendo de la etapa de pavimentación y del tipo de material se efectúa la operación de cribado, la cual puede llevarse a cabo utilizando una criba de gravedad, que consiste en una instalación simple formada por una malla de abertura cuyo tamaño es la máxima medida aceptada para dicho material, 3" (7.62 cm) en revestimiento provisional, 2" (5.08 cm) para sub-base y 1½" (3.81 cm) para base hidráulica, con una inclinación variable del orden de 30 °C y una tolva de entrada formada por tablonces de madera. La operación consiste en la descarga en la tolva del material en grña procedente del banco,

acarreado con camión de volteo y por gravedad, pasarlo a través de la criba para caer en un camión colocado ex-profeso, resbalando el material de mayor tamaño sobre la superficie de la criba, para depositarse fuera de la misma como desperdicio. Este tratamiento es el más simple y se emplea en materiales que presentan en general una buena granulometría en estado natural, como es el caso de algunos depósitos de grava-arena.

Cuando se requiere una buena dosificación o elección de materiales pétreos en diversos tamaños, operaciones que en general se combinan con el tratamiento de trituración, se utilizan cribas vibratorias. Estas máquinas se componen de uno, dos o tres pisos de mallas de alambre o de placas perforadas con orificios de diversas formas, montadas en un bastidor flotante apoyado en resortes. El efecto vibratorio se produce por medio de una flecha excéntrica o con contrapesos que giran a elevada velocidad accionados por un motor eléctrico, siendo el ritmo aproximadamente de 1,200 vibraciones por minuto.

La superficie de cribado está constituida por mallas de aberturas cuadradas siendo las que más se emplean en la obra, para la obtención de materiales de pavimentación, las que se indican a continuación⁽⁷⁾:

DENOMINACION DE LA MALLA MM	REFERENCIA
76.0	3"
50.0	2"
37.5	1½"
25.0	1"
19.0	¾"
12.5	½"
9.5	⅜"
6.3	¼"
4.75	No. 4
2.36	No. 8

La operación de cribado utilizando equipo de cribas vibratorias, generalmente se usa en combinación con equipos de trituración parcial o total como complemento, y existen cribas horizontales con doble mecanismos excéntricos y cribas inclinadas con excéntricos simple. Las inclinadas son más económicas pero ocupan, para tamaños iguales, un mayor espacio vertical de instalación que las correspondientes horizontales, aun cuando en ambos tipos se logran producciones y eficiencias similares.

⁽⁷⁾ ib. p. 32

Los tamaños más utilizados (ancho por longitud de la superficie de cribado) son los de 4'X8', 4'X10', 4'X12', 5'X12', 5'X14', 5'X16' y 6'X16', en sus variaciones de uno, dos o tres pisos.

Además de las cribas citadas se emplean para cribar tamaños mayores, generalmente de más de 1" (25 mm), las cribas de rejillas vibratorias en las que un excéntrico provoca un ligero movimiento longitudinal a fin de que el material pase a través de las barras.

Las cribas rotatorias es otro tipo que se ha utilizado mucho para clasificar los diferentes tamaños de los materiales empleados en carpetas de riego. Este tipo de cribas está formado por una estructura de forma cilíndrica que gira sobre un eje de modo que el cribado del primer tambor en serie, pase al segundo y de éste al tercero, etc., obteniéndose los diferentes tamaños que se requieran.

El equipo de cribado puede complementarse con alimentadores, transportadores y tolvas, cuando no forma parte de una planta de trituración.

2.3.4 Trituración de materiales.

La trituración en general es el tratamiento al que se recurre para poder obtener la transformación del material de greña o natural procedente de los bancos, a la sucesión de tamaños que se requieren para las diversas etapas de pavimentación. La transformación citada no es posible llevarla a cabo en una sola etapa, por lo que la conversión del material natural en agregados útiles se debe realizar en varios pasos, según el tipo de material y la etapa de pavimentación a que se destine.

Existen diversos equipos de trituración que se completan con equipo suplementario. El equipo de trituración propiamente dicho, puede constar generalmente de uno, dos o tres pasos, según el material que se desee obtener, pudiendo ser de las siguientes características:

- a) Trituración primaria las cuales pueden ser de quijadas o giratorias.
- b) Trituradoras secundarias que pueden ser de rodillos, de martillos o de impacto y de conos.
- c) Trituradoras terciarias de rodillos, martillos o de impacto y de conos.
- d) Trituradoras o molinos que pueden ser de barras y de bolas.

Entre el equipo complementario para los tratamientos de trituración se tienen:

- a) Alimentadores de delantal, de plato o vibratorios.
- b) Bandas transportadoras.
- c) Cribas vibratorias que pueden ser horizontales o inclinadas, cribas de rejas o cribas rotatorias.
- d) Elevadores de cangilones.

En plantas fijas en ocasiones se usan hornos secadores rotatorios y ciclones para quitar el polvo.

Básicamente existen cuatro métodos de reducción del tamaño del material: por compresión, por desgaste, por impacto y por corte.

Los equipos de trituración utilizan diversos métodos de reducción dependiendo de su tipo, así se tiene que las quebradoras de martillos emplean el impacto, desgaste y corte; las de rodillos, impacto, corte y compresión; las giratorias, el impacto y la compresión, lo mismo que las quebradoras de quijadas y de cono.

2.3.5 Lavado de materiales.

Este tratamiento forma parte en algunas ocasiones de la operación de trituración y cribado de materiales para pavimentación, principalmente en la producción de pétreos utilizados en carpetas asfálticas y concretos hidráulicos. La operación de lavado se aplica en aquellos materiales que por sus características naturales presentan problemas de contaminación con arcilla, materia orgánica y/o polvo, originando que no se puedan emplear como se encuentran, por lo tanto, en el tratamiento ya sea de cribado o trituración y cribado, se requiere adaptar equipos de lavado, entre los cuales se citan los siguientes⁽⁸⁾:

- a) Gusanos lavadores. Se componen de un recipiente de placas metálicas, cuya parte inferior por lo general se ensancha para formar un tanque de clasificación con un vertedor para arrojar el agua excedente con los limos y arcillas disueltas en ella. En el interior del cuerpo o recipiente, gira lentamente una espiral longitudinal accionada su extremidad superior por un motor eléctrico con reductor de velocidad, la cual sirve para extraer el material ya lavado.

Se tienen gusanos lavadores con diámetros de 20, 24, 30, 36, 42 y 48 pulgadas.

⁽⁸⁾ ib. p. 43

- b) Tambores desenlodadores o "Scribbers". En el caso que se tenga necesidad de llevar a cabo un lavado más enérgico de materiales fuertemente contaminados con arcillas, se utilizan los tambores desenlodadores, que constan de un cilindro de placa de acero en cuyo interior se montan espas o paletas metálicas que mueven el material.

Existe un dispositivo de riego de agua a presión para realizar en el interior del tambor el lavado del material. A la salida, el agua sucia se escurre por los orificios del cilindro de evacuación.

Generalmente se usan tambores de los diámetros siguientes: 60, 72, 84, 96, y 114 pulgadas.

- c) Cribas con chiflones. Es una instalación para producción limitada que consiste en pasar el material por una serie de cribas vibratorias a distintos niveles con un sistema de una o varias barras de chiflones de agua, para separar los finos y arrastrarlos al fondo en un recipiente metálico de donde salen por gravedad para su decantación.

En este caso se lava y clasifica en distintos tamaños el material.

2.3.6 Dosificación en Planta.

Se tienen entre los diversos tratamientos para materiales de sub-base y base, la dosificación en planta, procedimiento que se ha estado usando con mayor frecuencia en los trabajos de construcción de carreteras, principalmente por el hecho de tenerse cada vez más, la necesidad de contar con mejores pavimentos, en armonía con el tránsito cada vez mayor en número y tonelaje. Los materiales procedentes de bancos y sometidos a diversos tratamientos, principalmente trituraciones parciales, totales y cribados, con frecuencia adolecen de deficiencias como por ejemplo las contaminaciones con arcilla, que origina que presenten una plasticidad fuera de especificaciones; otros casos se tienen problemas de deficiencias en ciertos tamaños, en menos o en más, o bien, el material presenta un valor cementante casi nulo, siendo esto bastante común en las gravas de río utilizadas en bases de pavimento, originándose problemas para lograr la compactación requerida.

Con el objeto de corregir las deficiencias señaladas, se recurre a separar en 2 ó 3 tamaños el producto triturado, operación que se lleva a cabo al procesar el material en la instalación que se tenga, pudiendo mediante bandas transportadoras descargarlo directamente en las tolvas de la planta dosificador, o efectuar esta operación mediante el empleo de cargadores. Para la dosificación se usa un equipo que esta constituido principalmente por un cuerpo formado por 2, 3 ó 4 tolvas horizontales que descargan sobre una banda rotatoria horizontal, la cual, mediante un elevador de cangilones, transporta los materiales a un recipiente metálico, donde se le incorpora el

agua necesaria. Una vez dosificados mediante un sistema de paletas accionadas por un motor eléctrico, se produce el mezclado de los materiales para descargarlos a los camiones de volteo mediante una banda transportadora. Este equipo de dosificación se utiliza como se ha indicado, para mezclar materiales que garanticen tanto una granulometría adecuada como la incorporación del material de mejoramiento que se requiera, así como para disminuir el empleo de motoconformadoras, ya que los materiales con su humedad adecuada llegan al camino exclusivamente para ser tendidos mediante la citada motoconformadora o utilizando extendedoras, garantizándose así una buena sucesión granulométrica, calidad y uniformidad, aumentando por consiguiente el buen acabado de las bases hidráulicas. Por otra parte, este procedimiento de dosificación es el indicado para caminos que se localizan en zonas montañosas de alta precipitación pluvial, donde las maniobras de mezclado y tendido de los materiales se dificultan considerablemente.

MATERIALES ASFÁLTICOS

2.4 Definición y clasificación.

El asfalto es un material bituminoso de color negro constituido principalmente por asfaltenos, resinas y aceites, elementos que proporcionan características de consistencia, aglutinación y ductilidad; es sólido o semisólido y tiene propiedades cementantes a temperaturas ambientales normales. Al calentarse se ablanda gradualmente hasta alcanzar una consistencia líquida.

Los materiales asfálticos se emplean en la elaboración de carpetas, morteros, riegos y estabilizaciones, ya sea para aglutinar los materiales pétreos utilizados, para ligar o unir diferentes capas del pavimento; o bien para estabilizar bases o sub-bases. También se pueden usar para construir, fabricar o impermeabilizar otras estructuras, tales como algunas obras complementarias de drenaje, entre otras.

Los materiales asfálticos se clasifican en cementos asfálticos, emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados, dependiendo del vehículo que se emplee para su incorporación o aplicación, como se indica en la Tabla 2 - 1⁽⁹⁾ se detalla a continuación:

MATERIAL ASFÁLTICO	VEHICULO PARA SU APLICACION	USOS MÁS COMUNES
Cemento asfáltico	Calor	Se utiliza en la elaboración en caliente de carpetas, morteros y estabilizaciones, así como elemento base para la fabricación de emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados.
Emulsión asfáltica	Agua	Se utiliza en la elaboración en frío de carpetas, morteros, riegos y estabilizaciones.
Asfalto rebajado	Solventes	Se utiliza en la elaboración en frío de carpetas y para la impregnación de sub-bases y bases hidráulicas.

TABLA 2 - 1 CLASIFICACION DE LOS MATERIALES ASFÁLTICOS.

2.4.1 Cementos asfálticos.

Los cementos asfálticos son asfaltos obtenidos del proceso de destilación del petróleo para eliminar solventes volátiles y parte de sus aceites. Su viscosidad varía con la temperatura y entre sus componentes, las resinas le producen adherencia con los materiales pétreos, siendo excelentes ligantes, pues al ser calentados se licúan, lo que les permite cubrir totalmente las partículas del material pétreo.

⁽⁹⁾ idem. Normativa para la infraestructura del transporte. México, 2000. p. N-CMT-4-05-001/00.2

Según su viscosidad dinámica a sesenta (60) grados Celsius, los cementos asfálticos se clasifican como se indica en la Tabla 2 - 2⁽¹⁰⁾, donde se señalan los usos más comunes de cada uno.

CLASIFICACIÓN	VISCOSIDAD A 60°C	USOS MAS COMUNES
AC-5	50 ± 10 (500 ± 100)	<ul style="list-style-type: none"> * En la elaboración de carpetas de mezcla caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 1 (Figura 2 - 1⁽¹¹⁾). * En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen para riegos de impregnación, de liga y poreo con arena, así como en estabilizaciones.
AC-10	100 ± 20 (1 000 ± 200)	<ul style="list-style-type: none"> * En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 2 (Figura 2-1⁽¹¹⁾). * En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas en la Zona 1 (Figura 2-1⁽¹¹⁾).
AC-20	200 ± 40 (2 000 ± 400)	<ul style="list-style-type: none"> * En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 3 (Figura 2-1⁽¹¹⁾). * En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zona 2 (Figura 2-1⁽¹¹⁾).
AC-30	300 ± 60 (3 000 ± 600)	<ul style="list-style-type: none"> * En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 4 (Figura 2-1⁽¹¹⁾). * En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zona 3 y 4 (Figura 2-1⁽¹¹⁾). * En la elaboración de asfaltos rebajados en general, para utilizarse en carpeta de mezcla en frío, así como en riegos de impregnación.

TABLA 2 -2 CLASIFICACION DE LOS CEMENTOS ASFALTICOS SEGUN SU VISCOSIDAD DINAMICA A 60 °C.

⁽¹⁰⁾ ib. p. N-CMT-4-05-001/00.3

⁽¹¹⁾ ib. p. N-CMT-4-05-001/00.4

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



FIGURA 2 - 1 REGIONES GEOGRAFICAS PARA LA UTILIZACION DE ASFALTOS CLASIFICADOS SEGUN SU VISCOSIDAD DINAMICA A 60 °. C. (VER TABLA 2)

2.4.2 Emulsión asfáltica.

Las emulsiones asfálticas son los materiales asfálticos líquidos estables, constituidos por dos fases no miscibles, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y la fase discontinua por pequeños glóbulos de cemento asfáltico. Se denominan emulsiones asfálticas aniónicas cuando el agente emulsificante confiere polaridad electronegativa a los glóbulos y emulsiones asfálticas catiónicas, cuando les confiere polaridad electropositiva.

Las emulsiones asfálticas pueden ser de los siguientes tipos:

- a) De rompimiento rápido. Generalmente se utilizan para riegos de liga y carpetas por el sistema de riegos, a excepción de la emulsión ECIR-60, que no se debe utilizar en la elaboración de éstas últimas.
- b) De rompimiento medio. Normalmente se emplean para carpetas de mezcla en frío elaboradas en planta, especialmente cuando el contenido de finos en la mezcla es menor o igual a 2%, así como en trabajos de conservación tales como bacheos, nivelaciones y sobrecarpetas.
- c) De rompimiento lento. Comúnmente se utilizan para carpetas de mezcla en frío elaborado en planta y para estabilizaciones asfálticas.
- d) Para impregnación. Particularmente se utilizan para impregnaciones de sub-bases y/o bases hidráulicas.
- e) Superestables. Principalmente se emplean en estabilizaciones de materiales y en trabajos de recuperación de pavimentos.
- f) Según su contenido de cemento asfáltico en masa, su tipo y polaridad, las emulsiones asfálticas se clasifican como se indica en la Tabla 2 - 3⁽¹²⁾.

2.4.3 Asfaltos rebajados.

Los asfaltos rebajados, que regulamente se utilizan para la elaboración de carpetas de mezcla en frío, así como en impregnaciones de bases y sub-bases hidráulicas, son los materiales asfálticos líquidos compuestos por cemento asfáltico y un solvente, clasificados según su velocidad de fraguado como se indica en la Tabla 2 - 4⁽¹³⁾.

⁽¹²⁾ ib. p. N-CMT-4-05-001/00.5

⁽¹³⁾ ib. p. N-CMT-4-05-001/00.6

CLASIFICACION	CONTENIDO DE CEMENTO ASFALTICO EN MASA %	TIPO	PORALIDAD
EAR-55	55	Rompimiento rápido	Aniónica
EAR-60	60		
EAM-60	60	Rompimiento medio	
EAM-65	65	Rompimiento lento	
EAL-55	55		
EAL-60	60	Para impregnación	
EAI-60	60	Rompimiento rápido	Catiónica
ECR-60	60		
ECR-65	65		
ECR-70	70	Rompimiento medio	
ECM-65	65		
ECL-65	65	Rompimiento lento	
ECI-60	60	Para impregnación	
ECS-60	60	Sobrestabilizada	

TABLA 2 - 3 CLASIFICACION DE LAS EMULSIONES ASFALTICAS.

CLASIFICACION	VELOCIDAD DE FRAGUADO	TIPO DE SOLVENTE
FR-3	Rápida	Nafta, gasolina
FM-1	Media	Queroseno

TABLA 2 - 4 CLASIFICACION DE LOS ASFALTOS REBAJADOS.

2.5 Requisitos de calidad para cementos asfálticos.

Los cementos asfálticos deben satisfacer los requisitos de calidad que se indican en la Tabla 2 - 5⁽¹⁴⁾.

¹⁴ ib. p. N-CMT-4-05-001/00.7

CARACTERISTICAS	CLASIFICACION			
	AC-5	AC-10	AC-20	AC-30
DEL CEMENTO ASFALTICO ORIGINAL:				
Viscosidad dinámica a 60°C; Pa.s (p ⁽¹⁾)	50 ± 10 (500 ± 100)	100 ± 20 (1 000 ± 200)	200 ± 40 (2 000 ± 400)	300 ± 60 (3 000 ± 600)
Viscosidad cinemática a 135°C; mm ² /s, mínimo (1 mm ² /s = 1 centistoke)	175	250	300	350
Viscosidad Saybolt-Furol a 135°C, s, mínimo	80	110	120	150
Penetración a 25°C, 100g, 5 s; 10 ⁻¹ mm, mínimo	140	80	60	50
Punto de inflamación Cleveland, °C, mínimo	177	219	232	232
Solubilidad, %, mínimo	99	99	99	99
Punto de reblandecimiento	37 - 43	45 - 52	48 - 56	50 - 58
Del residuo de la prueba de La película delgada:				
Pérdida por calentamiento; %, máximo	1	0.5	0.5	0.5
Viscosidad dinámica a 60°C, Pa . s máximo	200 (2 000)	400 (4 000)	800 (8 000)	1 200 (12 000)
Ductilidad a 25°C y 5 cm/min; cm, mínimo	100	75	50	40
Penetración retenida a 25°C, %, mínimo	46	50	54	58

[1] Poises

TABLA 2 - 5 REQUISITOS DE CALIDAD PARA CEMENTO ASFÁLTICO CLASIFICADO POR VISCOSIDAD DINAMICA A 60° C.

2.6 Requisitos de calidad para emulsiones asfálticas.

Las emulsiones asfálticas deben satisfacer los requisitos de calidad que se indican a continuación:

- Para las emulsiones asfálticas aniónicas. Según su clasificación han de cumplir con los requisitos establecidos en la Tabla 2 - 6⁽¹⁵⁾.
- Para las emulsiones asfálticas catiónicas. Según su clasificación han de cumplir con los requisitos establecidos en la Tabla 2 - 7⁽¹⁶⁾.

⁽¹⁵⁾ ib. p. N-CMT-4-05-001/00.8⁽¹⁶⁾ ib. p. N-CMT-4-05-001/00.9

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

CARTACTERISTICAS	CLASIFICACION						
	EAR-55	EAR-60	EAM-60	EAM-65	EAL-55	EAL-60	EAI-60
De la emulsión:							
Contenido de cemento Asfáltico en masa; %, mínimo	55	60	60	65	55	60	60
Viscosidad Saybolt-Furol a 25°C. s. mínimo	5	---	---	---	20	20	5
Viscosidad Saybolt-Furol a 50°C. s. mínimo	---	40	50	25	---	---	---
Asentamiento en 5 días diferencia en %, máximo	5	5	5	5	5	5	5
Retenido en malla No. 20 en la prueba de tamiz; %, máximo	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Pasa malla No. 20 y se retiene en malla No. 60 en la prueba de tamiz; %, máximo	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Cubriendo del agregado seco; % mínimo	---	---	90	90	90	90	---
Cubriendo del agregado húmedo; % mínimo	---	---	75	75	75	75	---
Miscibilidad con cemento Portland; %, máximo	---	---	---	---	2	2	---
Carga eléctrica de las partículas	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
Demulsibilidad; % Del residuo de la destilación	60 min	50 min	30 máx	30 máx	---	---	---
Viscosidad dinámica a 60°C; Pa . s (P ^o)	50 ± 10 (500 ± 100)	100 ± 20 (1000 ± 200)	50 ± 10 (500 ± 100)	100 ± 20 (1000 ± 200)	50 ± 10 (500 ± 100)	100 ± 20 (1000 ± 200)	50 ± 10 (500 ± 100)
Penetración a 25°C. en 100 g y 5 s. 10 ⁻¹ mm	100-200	50-90	100-200	50-90	100-200	50-90	150-250
Solubilidad; %, mínimo	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5
Ductilidad a 25°C; cm, mínimo	40	40	40	40	40	40	40

[1] Poises

TABLA 2 - 6 REQUISITOS DE CALIDAD PARA EMULSIONES ASFALTICAS ANIONICAS.

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

CARTACTERISTICAS	CLASIFICACION						
	ECR-60	ECR-65	ECR-70	ECM-65	ECL-65	ECL-45	ECS-60
De la emulsión:							
Contenido de cemento							
Asfáltico en masa; %, mínimo	60	65	68	65	65	60	60
Viscosidad Saybolt-Furol a 25°C; s. mínimo	5	---	---	---	25	5	25
Viscosidad Saybolt-Furol a 50°C; s. mínimo	5	40	50	25	---	---	---
Asentamiento en 5 días diferencia en %, máximo	5	5	5	5	5	5	5
Retenido en malla No. 20 en la prueba de tamiz; %, máximo	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Pasa malla No. 20 y se retiene en malla No. 60 en la prueba de tamiz; %, máximo	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Cubnendo del agregado seco; % mínimo	---	---	---	90	90	---	90
Cubnendo del agregado húmedo; % mínimo	---	---	---	75	75	---	75
Carga eléctrica de las partículas	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)
Disolvente en volumen; % máximo	---	3	3	5	---	15	---
Índice de ruptura; %	< 100	< 100	< 100	80 - 140	> 120	---	> 120
Del residuo de la destilación							
Viscosidad dinámica a 60°C; Pa · s (P ¹⁰)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)
Penetración ¹ ; a 25°C, en 100 g y 5 s, 10 ⁻¹ mm	110-250	110-250	110-250	110-250	110-250	100-400	110-250
Solubilidad; %, mínimo	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	---
Ductilidad a 25°C; cm, mínimo	40	40	40	40	40	40	---

[1] Paises

[2] En climas que alcancen temperaturas iguales o mayores de 40°C, la penetración en el residuo de la destilación de las emulsiones ECR-65, ECR-70, ECM-65 y ECL-65, en el proyecto se puede considerar de 50 a 90 X 10⁻¹ mm.

TABLA 2 - 7 REQUISITOS DE CALIDAD PARA EMULSIONES ASFALTICAS CAIONICAS.

2.8 Requisitos de calidad para asfaltos rebajados.

Los asfaltos rebajados, según su clasificación, deben satisfacer los requisitos establecidos en la Tabla 2 - 8⁽¹⁷⁾.

CARACTERÍSTICAS	GRADO	
	FM - 1	FR - 3
DEL ASFALTO REBAJADO		
Punto de inflamación Tag; °C, mínimo	38	27
Viscosidad Saybolt-Furol a 50°C; s	75 - 150	---
Viscosidad Saybolt-Furol a 60°C; s	---	250 - 500
Contenido de solvente por destilación a 360 °C, en volumen. %		
Hasta 225 °C	20 máx	25 mín
Hasta 260 °C	25 - 65	55 mín
Hasta 315 °C	70 - 90	83 mín
Contenido de cemento asfáltico por destilación a 360 °C, en volumen. %	60	73
Contenido de agua por destilación a 360 °C, en volumen. %	0,2	0,2
DEL RESIDUO DE LA DESTILACION		
Viscosidad dinámica a 60 °C, Pa . s (P ⁽¹⁾), máximo	200 ± 40 (2 000 ± 400)	200 ± 40 (2 000 ± 400)
Penetración a 25 °C, en 100 g y 5 s; 10 ⁻¹⁰ mm	120 - 300	80 - 120
Ductilidad a 25 °C, cm, mínimo	100	100
Solubilidad, %, mínimo	99,5	99,5

[1] Poises

TABLA 2 - 8 REQUISITOS DE CALIDAD PARA ASFALTOS REBAJADOS.

CAPITULO III

MEZCLAS ASFALTICAS

CAPITULO III

MEZCLAS ASFALTICAS

3.1 Definición.

Las mezclas asfálticas son materiales empleados ampliamente en la construcción, conservación y rehabilitación de carreras. Algunas veces llamado "mezcla asfáltica en caliente" o simplemente "HMA" (hot mix asphalt) es un material vial compuesto de⁽¹⁸⁾ un ligante asfáltico y un agregado.

El ligante asfáltico, que puede ser un cemento asfáltico o un cemento asfáltico modificado, actúa como un agente ligante que aglutina las partículas en una masa cohesiva. Al ser impermeable al agua, el ligante asfáltico también impermeabiliza la mezcla.

El agregado, ligado por el material asfáltico, actúa como un esqueleto pétreo que aporta resistencia y rigidez al sistema.

Al incluir la HMA tanto ligante asfáltico como agregado mineral, su comportamiento es afectado por las propiedades individuales de cada componente y por la interrelación de aquellos dentro del sistema.

3.2 Ligante asfáltico.

El asfalto es un material cementante de color oscuro, de consistencia sólida, semisólida o líquida. Sus constituyentes predominantes son bitúmenes que se obtienen naturalmente o son producidos por medio del refinamiento del petróleo.

El asfalto funciona dentro de la mezcla como un agente ligante, que aglutina los agregados en una masa densa y generalmente impermeable. Proporciona también a la mezcla su característica visco-elástica. Sus características físicas más importantes son⁽¹⁹⁾:

a) Consistencia:

1. Viscosidad. Nos indica las características del flujo del asfalto. Se determina a diferentes temperaturas, básicamente nos interesa conocer

⁽¹⁸⁾ Sr. McGennis, Robert B, Anderson, R.Michel, Kennedy, Tomhas W. y Solaimanian, Mansour. Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de SUPERPAVE. E.E.U.U. SHRP, 1994, P. 1

⁽¹⁹⁾ Corro, Santiago, Prado, G y Rangel, A. Caracterización y comportamiento de materiales. Mezclas asfálticas con agregados de río y basalto triturado. México, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1988, p. 36.

esa viscosidad a la temperatura de mezclado, compactación y servicio. La viscosidad absoluta se refiere a 60 °C.

2. Penetración. Esta característica se emplea para medir la consistencia del asfalto a temperaturas de servicio, entre 5 °C y 35 °C. La penetración se refiere comúnmente a una temperatura de 25 °C. Se puede considerar que la penetración es un indicador empírico de la viscosidad a esas temperaturas.
- b) Ductilidad. Nos da una medida de la adhesividad del asfalto.
 - c) Envejecimiento. Esta propiedad se refiere al cambio de las propiedades físicas de los asfaltos debido al calentamiento durante la fabricación de la mezcla, y a la oxidación y pérdida de los componentes más ligeros durante la vida de servicio del pavimento. Existen diversas pruebas para medirlo, las más empleadas son la de película delgada, película delgada rodante, y la propuesta en el Superpave, basada en temperatura y presión.

Las pruebas de película delgada están relacionadas con el envejecimiento durante la fabricación y construcción. Las pruebas de temperatura y presión se relacionan con el envejecimiento a largo plazo, aunque no han sido suficientemente validadas.

El ligante asfáltico por sí mismo es un material de construcción atractivo y estimulante con el cual trabajar. Su más importante característica, muchas veces una ventaja, a veces una desventaja, es su susceptibilidad térmica. Esto es, sus propiedades que se pueden medir dependen de la temperatura. Por esta razón, casi todos los ensayos de caracterización de cementos asfálticos y mezclas asfálticas deben especificar la temperatura. Sin una temperatura de ensayo especificada, el resultado del ensayo no puede ser efectivamente interpretado.

El comportamiento del cemento asfáltico depende también del tiempo de aplicación de la carga. Para la misma carga y el mismo asfalto, diferentes tiempos de aplicación de la carga implicarán propiedades diferentes. Por ello, los ensayos sobre los cementos asfálticos deben también especificar la velocidad de carga.

Como el comportamiento del cemento asfáltico es dependiente de la temperatura y de la duración del tiempo de aplicación de la carga, estos dos factores pueden intercambiarse (Figura 3 - 1)⁽²⁰⁾. Es decir, una baja velocidad de carga puede simularse con temperatura elevadas y una alta velocidad de carga puede simularse con bajas temperaturas.

El cemento asfáltico es a veces llamado material visco-elástico porque pega simultáneamente características viscosas y elásticas (Figura 3 - 2)⁽²¹⁾. A altas temperaturas, el cemento asfáltico actúa casi como un fluido viscoso. En otras

⁽²⁰⁾ Sr. McGennis, Robert B, Anderson, R.Michel, Kennedy, Tomhas W. y Solaimanian, Mansour. Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de SUPERPAVE. E.E.U.U. SHRP, 1994, p. 1

⁽²¹⁾ ib. p. 3

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

palabras, calentado a temperaturas elevadas (por ejemplo: $>100\text{ }^{\circ}\text{C}$), muestra la consistencia de un lubricante utilizado como aceite para motores. A muy baja temperatura (por ejemplo $< 0\text{ }^{\circ}\text{C}$), el cemento asfáltico se comporta casi como un sólido elástico. Es decir, actúa como una banda de goma. Cuando es cargado le estira adoptando diferentes formas. Cuando es descargado, retorna fácilmente a su forma original. A una temperatura intermedia, que es la condición prevista en el pavimento, el cemento asfáltico tiene características de ambos estados, un fluido viscoso y un sólido elástico.

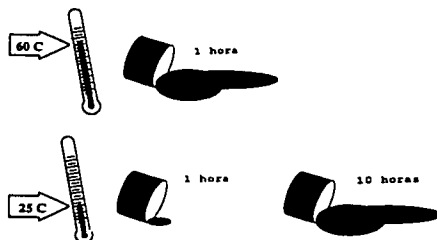


FIGURA 3 - 1 DEPENDENCIA TIEMPO-TEMPERATURA DEL CEMENTO ASFÁLTICO.

Queda otra característica importante del cemento asfáltico a tener en cuenta. Al estar compuesto de moléculas orgánicas, reacciona con el oxígeno del medio ambiente. Esta reacción se denomina "oxidación" y cambia la estructura y composición de las moléculas de asfalto. Al reaccionar con el oxígeno, la estructura del asfalto se hace más dura y frágil y da origen al término "endurecimiento por envejecimiento".

La oxidación se produce más rápidamente a altas temperaturas. Es por ello que parte del endurecimiento ocurre durante el proceso de producción, cuando es necesario calentar el cemento asfáltico para permitir el mezclado y compactación el motivo por el cual la oxidación es más crítica en cementos asfálticos utilizados en pavimentos en climas cálidos y desérticos.

Los ligantes asfálticos modificados son productos concebidos para superar las propiedades del asfalto original, mejorando así el resultado obtenido del pavimento a largo plazo. Si bien los modificadores pueden afectar muchas propiedades, la

mayoría de ellos intenta reducir la dependencia con la temperatura, el endurecimiento por oxidación del cemento asfáltico y la susceptibilidad a la humedad de la mezcla asfáltica.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

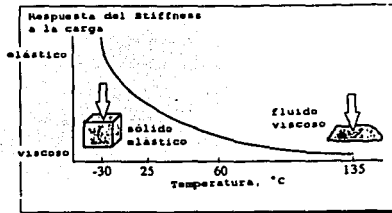


FIGURA 3 - 2 COMPORTAMIENTO VISCO-ELASTICO DEL ASFALTO.

3.3 Agregado.

Los agregados constituyen el esqueleto del concreto asfáltico. Proporcionan a la mezcla asfáltica la mayor parte de su capacidad para resistir la deformación permanente. Sus propiedades más importantes son⁽²²⁾:

- Granulometría. Se refiere a la distribución de las partículas de acuerdo a su tamaño y define entre otras cosas el volumen de vacíos en el agregado mineral (VAM), también está relacionada con la calidad y resistencia del esqueleto del concreto asfáltico.
- Angulosidad. Esta propiedad se refiere a la forma de las partículas, en el sentido del ángulo entre sus diferentes caras. Se prefiere emplear agregados procedentes de trituración, cuyas caras tienen aristas definidas, en lugar de agregados naturales que presentan formas redondeadas, ya que aumenta la fricción interna de la estructura de agregados. Esta propiedad es importante tanto en la grava como en la arena. En el caso de la grava generalmente se especifica el porcentaje que debe tener un cierto número mínimo de caras de

⁽²²⁾ Corro, Santiago, Prado, G y Rangel, A. Caracterización y comportamiento de materiales. Mezclas asfálticas con agregados de río y basalto triturado. México, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1988, p. 43.

trituration. En el caso de la arena se especifica el porcentaje de vacíos en una muestra de la arena poco compactada.

- c) Forma de las partículas. Las partículas cúbicas resisten mejor los esfuerzos generados en la compactación y en servicio, por lo que se prefieren en lugar de partículas alargadas y delgadas. El SHRP sugiere limitar el porcentaje de partículas que tengan una relación entre la dimensión mayor y la menor, mayor que 5.
- d) Resistencia al desgaste: Nos indica la capacidad del agregado para resistir la abrasión y la degradación durante el mezclado, compactación y servicio del concreto. Se mide generalmente con la prueba de Los Angeles, que consiste en colocar en un cilindro una muestra del agregado con esferas de acero estandarizadas. Se hace girar el cilindro y se mide después el porcentaje del agregado que pasa la malla No. 12, generalmente se sugiere que este porcentaje sea menor o igual al 40%.
- e) Resistencia al intemperismo: Nos indica la capacidad del agregado para resistir el efecto de los factores ambientales. El agua tiende a desplazar el asfalto del agregado, llegando a disgregar la carpeta, la infiltración de sales y la congelación fracturan los agregados disminuyendo la capacidad de carga de la mezcla.
- f) Porcentaje de finos: Por finos entendemos el material que pasa la malla No 200. Este material por su tamaño queda inmerso totalmente o en parte en la película de asfalto, afectando sus propiedades y las de la mezcla. El contenido y tipo de finos afecta la viscosidad, ductilidad y la penetración del asfalto. En lo que a la mezcla se refiere, afecta el esfuerzo de compactación necesario y la sensibilidad al agua. Un alto contenido de finos puede implicar un concreto asfáltico deformable, éste se determina en el análisis granulométrico.
- g) Absorción: Esta característica nos indica la capacidad de las partículas para absorber el asfalto, lo cual debe ser considerado durante el diseño de la mezcla para obtener el porcentaje de vacíos real.

Una amplia variedad de agregados ha sido empleada para producir HMA. Algunos materiales son llamados agregados naturales porque simplemente son extraídos de depósitos fluviales o glaciares y utilizados luego sin ningún procesamiento para elaborar la HMA.

Los agregados elaborados pueden incluir a los naturales que han sido separados en distintas fracciones según su tamaño, lavados, triturados o tratados para mejorar ciertas características de comportamiento de la HMA. Sin embargo, en muchos casos el agregado es explotado en canteras y el más importante proceso al que es sometido es la trituration y la división según sus tamaños.

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

El agregado sintético es cualquier material no extraído de depósitos ni explotado en canteras; en muchos casos, es un sub-producto industrial. La escoria de alto horno es un ejemplo. Ocasionalmente, se produce un agregado sintético para aportar una característica deseada al desempeño de la HMA. Por ejemplo, la arcilla expandida o los esquistos se incorporan a veces para mejorar la resistencia la de HMA.

Un pavimento existente puede ser removido y reprocesado para elaborar una nueva HMV: El pavimento reciclado o RAP (reclaimed asphalt pavement) es una cada vez más utilizada e importante fuente de agregados para pavimentos asfálticos.

Crecientemente, los residuos son usados como agregados o bien incorporados en los pavimentos asfálticos para resolver un problema ambiental. Neumáticos y vidrio son dos de los más conocidos residuos con los que se han "rellenado" pavimentos asfálticos. En algunos casos, los residuos pueden realmente aportar una mejora en ciertas características del desempeño de las HMA. En otros casos se ha considerado suficiente resolver el problema de la disposición de los residuos sólidos sin esperar una mejora en los resultados obtenidos de la HMA. No obstante, es deseable que el comportamiento de la HMA no se sacrifique en la simple eliminación de los residuos sólidos.

Independientemente de la fuente, métodos de procesamiento o mineralogía, se espera que el agregado provea un fuerte esqueleto pétreo para resistir las repetidas aplicaciones de carga.

Agregados de textura rugosa, de buena cubicidad, dan mas resistencia que los redondeados y de textura lisa (Figura 3 - 3)⁽²³⁾. Aunque una pieza de agregado redondeado podría poseer la misma resistencia interna de una pieza angular, las partículas angulares tienden a cerrarse más apretadamente, resultando una fuerte masa de material.



AGREGADO CUBICO



AGREGADO REDONDEADO

FIGURA 3 - 3 ESQUELETO PETREO DEL AGREGADO.

Las partículas redondeadas, en vez de trabarse, tienden a deslizarse una sobre otras. Cuando una masa de agregados es cargada, puede generarse dentro de la masa un plano por el que las partículas sean deslizadas o cizalladas unas respecto

⁽²³⁾ Sr. McGennis, Robert B. Anderson, R.Michel, Kennedy, Tomhas W. y Solaimanian, Mansour. Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de SUPERPAVE. E.E.U.U. SHRP, 1994, p. 4

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

de las otras (Figura 3 - 4)⁽²⁴⁾, lo cual resulta en una deformación permanente de la masa.

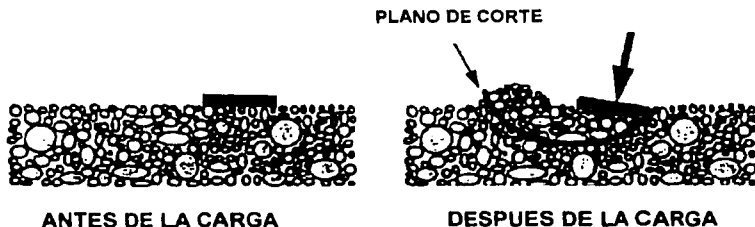


FIGURA 3 - 4 COMPORTAAMIENTO DEL AGREGADO A LA CARGAS DE CORTE

Es en este plano donde las "tensiones de corte" exceden a la "resistencia al corte" de la masa de agregados. La resistencia al corte del agregado es de crítica importancia en las HMA.

El diferente comportamiento a la resistencia al corte de distintos agregados puede fácilmente observarse en las pilas de acopio, en las cuales los agregados triturados (esto es, predominantemente cúbicos) forman pilas más empinadas y estables que los redondeados. En ingeniería se llama ángulo de reposo a la pendiente de la pila de acopio. El ángulo de reposo de una pila de agregado triturado es mayor que el de una pila de material no triturado (Figura 3 - 5)⁽²⁵⁾.

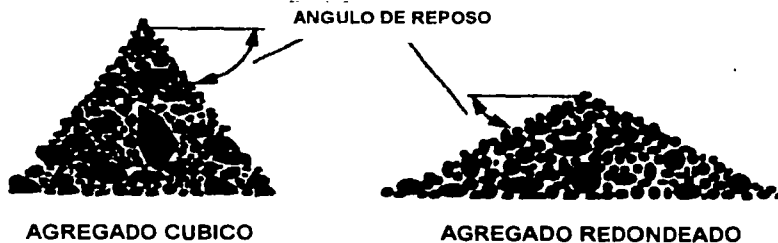


FIGURA 3 - 5 COMPORTAMIENTO DE AGREGADOS CUBICOS Y REDONDEADOS.

⁽²⁴⁾ l. p. 5

⁽²⁵⁾ l. p. 5

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Ingenierilmente, se explica el comportamiento al corte de los agregados (y de otros materiales) usando la teoría de Mohr-Coulomb, denominada así en honor a sus autores. Esta teoría enuncia que la resistencia al corte de una mezcla de agregados depende de: cuán unidas estén las partículas del agregado (el término usual es cohesión), la tensión normal a que están sometidos los agregados y la fricción interna de los agregados. La ecuación de Mohr-Coulomb usada para expresar la resistencia al corte de un material es:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \Phi$$

Donde:

τ = es la resistencia al corte de la mezcla de agregados.

c = es la cohesión del agregado.

σ = es la tensión normal a la cual está sujeto el agregado.

Φ = es el ángulo de fricción interna.

El comportamiento al corte de los materiales según Mohr-Coulomb se muestra en la Figura 3 - 6⁽²⁶⁾.

Una masa de agregados tiene una relativamente baja cohesión. Así, la resistencia al corte, principalmente depende de la oposición al movimiento que ofrecen los agregados. Además, cuando es cargada, la masa de agregados tiende a ser más fuerte porque la tensión resultante tiende a unir a los agregados más estrechamente entre sí. En otras palabras, la resistencia al corte aumenta. El ángulo de fricción interna indica la capacidad del agregado para entrelazarse y, así, crear una masa de agregados casi tan fuerte como las partículas individuales.

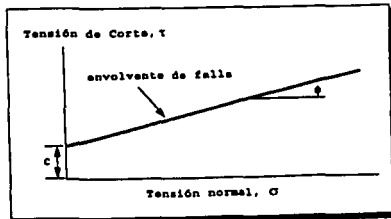
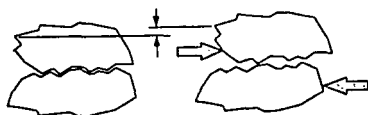


FIGURA 3 – 6 TEORÍA DE MOHR-COULOMB

⁽²⁶⁾ ib. p. 6

Una última consideración en la comprensión de las propiedades de corte del agregado, es el concepto de dilatación. Al someter a una masa de agregados a tensiones de corte, las partículas deben fracturarse o arrastrarse unas sobre otras si un desplazamiento ha de producirse. Este fenómeno se llama dilatación pues resulta en una expansión o incremento del volumen de la masa de agregados (Figura 3 - 7)⁽²⁷⁾. Materiales resistentes, con una mayor densificación y un alto ángulo de fricción interna, tienden a dilatarse más que los materiales más débiles.

DILATACION



ANTES DE LA CARGA

DESPUES DE LA CARGA

FIGURA 1 - 3 DILATACION DE DOS PARTICULAS DE AGREGADO CUANDO ESTÁN SOMETIDAS A ESFUERZOS DE CORTE

Para asegurar una mezcla de materiales resistente para HMA, se han especificado las propiedades del agregado que mejoran la fricción interna, una componente de la resistencia al corte. Para ello, normalmente, se recurre a los porcentajes de caras fracturadas en el material grueso que integra la mezcla de agregados. Como las arenas naturales tienden a ser redondeadas, con una baja fricción interna, su aporte a las mezclas es con frecuencia limitado.

3.4 Comportamiento.

Siendo las propiedades individuales de los componentes de la HMA importantes, el comportamiento de la mezcla asfáltica se explica mejor considerando que el cemento asfáltico y el agregado mineral actúan como un sistema. Un camino para entender mejor el comportamiento de las mezclas asfálticas es considerar los tipos básicos de deterioros que el ingeniero trata de evitar⁽²⁸⁾: la deformación permanente, la fisuración por fatiga y fisuración por baja temperatura.

⁽²⁷⁾ ib. p. 7

⁽²⁸⁾ ib. p. 8

3.4.1 Deformación permanente.

La deformación permanente es el deterioro caracterizado por la existencia de una sección transversal de la superficie que ya no ocupa su posición original. Se llama deformación "permanente" pues representa la acumulación de pequeñas deformaciones producidas con cada aplicación de carga. Esta deformación es irrecuperable. Si bien el ahuellamiento puede tener varias causas (por ejemplo debilidad de la HMA por daño de humedad, abrasión, densificación del tránsito), hay dos principales.

En un caso, el ahuellamiento es causado por muchas aplicaciones repetidas de carga al suelo natural (es decir, la subrasante), la sub-base, o la base por debajo de la capa asfáltica (Figura 3 - 8)⁽²⁹⁾. Aunque la utilización de materiales viales más rígidos reduce parcialmente este tipo de ahuellamiento, el fenómeno es normalmente considerado más un problema estructura; que un problema de los materiales. Frecuentemente, es el resultado de una sección de pavimento demasiado delgada, sin la suficiente profundidad para reducir, a niveles tolerables, las tensiones sobre la subrasante cuando las cargas son aplicadas. Podría ser también el resultado de una subrasante debilitada por el ingreso inesperado de humedad. La acumulación de la deformación permanente ocurre más en la subrasante que en las capas asfálticas.



FIGURA 3 - 8 AHUELLAMIENTO DE UNA SUBRASANTE DÉBIL

El otro tipo principal de ahuellamiento (el que más nos concierne aquí) se debe a la acumulación de deformaciones en las capas asfálticas. Este tipo de ahuellamiento es causado por una mezcla asfáltica cuya resistencia al corte es

⁽²⁹⁾ ib. p. 8

demasiado baja para soportar las cargas pesadas repetidas a las cuales está sometida (Figura 3 - 9)⁽³⁰⁾

A veces el ahuellamiento ocurre en una capa superficial débil. En otros casos, la capa superficial no es en sí misma propensa al ahuellamiento, pero acompaña la deformación de una inferior más débil.

Cuando una mezcla asfáltica se ahuella, es evidente que tiene una baja resistencia al corte. Cada vez que un camión aplica una carga, una deformación pequeña, pero permanente, se ocasiona. La deformación por corte se caracteriza por un movimiento de la mezcla hacia abajo y lateralmente. Con un número dado de repeticiones de carga aparecerá el ahuellamiento. Los pavimentos asfálticos ahuellados tienen una seguridad deficiente porque los surcos que se forman retienen suficiente agua para provocar hidroplaneo o acumulación de hielo.

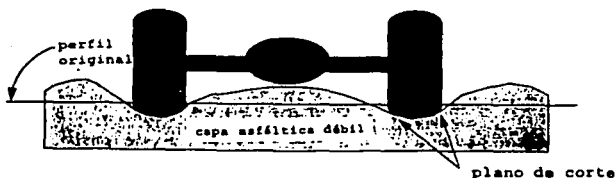


FIGURA 3- 9 AHUELLAMIENTO DE UNA MEZCLA DÉBIL.

El ahuellamiento de las mezclas asfálticas débiles es un fenómeno asociado a las altas temperaturas. Así, ocurre más frecuentemente en verano. Si bien esto podría sugerir que es un problema del cemento asfáltico, es más correcto enfocarlo como un problema conjunto del agregado y del cemento asfáltico. De hecho, la ecuación de Mohr-Coulomb ($\tau = c + \sigma \cdot \tan \Phi$) puede emplearse nuevamente para ilustrar como ambos materiales pueden influir en el ahuellamiento.

⁽³⁰⁾ ib. p. 8

En este caso, σ es la resistencia al corte de la mezcla asfáltica. La cohesión (c) puede considerarse la fracción de la resistencia al corte de la mezcla asfáltica provista por el cemento asfáltico. Debido a que el ahuellamiento es una acumulación de muy pequeñas deformaciones permanentes, una forma de asegurar que el cemento asfáltico aporte una aceptable resistencia al corte es usar un cemento asfáltico no sólo duro sino de comportamiento lo más próximo posible a un sólido elástico a altas temperaturas del pavimento (Figura 3 - 10)⁽³¹⁾. Así, cuando una carga es aplicada al cemento asfáltico en la mezcla, aquel tiende a actuar como una banda de goma y a recuperar su posición original en lugar de permanecer deformado.

Otra forma de incrementar la resistencia al corte de las mezclas asfálticas es eligiendo un agregado con un ángulo de fricción interna alto (Φ). Esto se logra con la selección de un agregado de buenas cubricidad y rugosidad, y con una granulometría tal que se desarrolle un buen contacto partícula-partícula. En la Figura 3 - 11⁽³²⁾ se compara la contribución de dos agregados a la resistencia al corte de la mezcla. Cuando una carga es aplicada al agregado en la mezcla, las partículas del agregado se juntan y funcionan no sólo como una masa de partículas individuales sino como una enorme, única, roca elástica. Al igual que con el cemento asfáltico, el agregado actuará como una banda de goma que recuperará su forma original cuando es descargado. De esta forma, no se acumularán deformaciones permanentes.

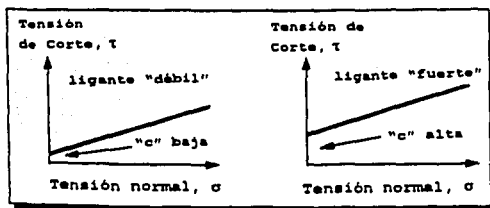


FIGURA 3 - 10 CONTRIBUCION DEL LIGANTE ASFALTICO A LA RESISTENCIA POR CORTE DE LA MEZCLA.

Si bien el mayor aporte a la resistencia a la deformación permanente de la mezcla proviene del agregado, también es importante la colaboración del ligante asfáltico. Los ligantes con bajas características de corte por

⁽³¹⁾ ib. p. 9

⁽³²⁾ ib. p. 10

composición o por temperatura minimizan la cohesión y, hasta cierto punto, la tensión "normal" de confinamiento. Así la mezcla comienza a comportarse como una masa de agregados no ligados.

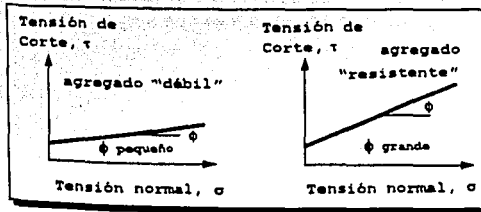


FIGURA 3 - 11 CONTRIBUCIUN DEL AGREGADO A LA RESISTENCIA POR CORTE DE LA MEZCLA.

3.4.2 Fisuración por fatiga.

Como el ahuellamiento, la fisuración por fatiga es un tipo de deterioro que con mucha frecuencia se produce en la huella donde las cargas pesadas son aplicadas. Las fisuras longitudinales intermitentes a lo largo de la huella (esto es, en la dirección del tránsito) son un signo prematuro de la fisuración por fatiga. Esta es un deterioro de tipo progresivo porque, en algún momento, las fisuras iniciales se unirán con otras, causando aún más fisuras. Un estado intermedio de la fisuración por fatiga es el denominado "piel de cocodrilo" así llamado porque su forma se asemeja a la piel de un cocodrilo (Figura 3 - 12)⁽³³⁾. En algunos casos extremos, el estado final de la fisuración por fatiga es la desintegración con la formación de baches. Un bache se forma cuando varias piezas comienzan a dislocarse y desprenderse bajo la acción del tránsito.

Los ingenieros han largamente reconocido que una mezcla asfáltica muy rígida tiende a oponer baja resistencia a la fatiga cuando la estructura permite

⁽³³⁾ ib. p. 12

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

reflectar a la capa asfáltica. Materiales rígidos, altas deflexiones y altos niveles de tensiones conducen a vidas útiles reducidas por la fatiga.

Si bien el mecanismo de fatiga es fácil de comprender, sus causas no siempre lo son. No puede ser enfocado como un problema de los materiales exclusivamente. La fisuración por fatiga es usualmente causada por un número de factores que deben producirse simultáneamente. Obviamente, las cargas pesadas repetidas deben estar presentes. Algunos ingenieros creen que una subrasante con pobre drenaje, resultando en pavimentos blandos con altas deflexiones, es la causa principal del fisuramiento por fatiga. Pobres diseños y/o deficiente construcción de capas de pavimento que son también propensas a sufrir altas deflexiones cuando cargadas, probablemente contribuyen al fisuramiento por fatiga. Así, capas de pavimentos delgadas, muy rígidas, sujetas a altas deflexiones por cargas repetidas son más susceptibles al fisuramiento por fatiga.

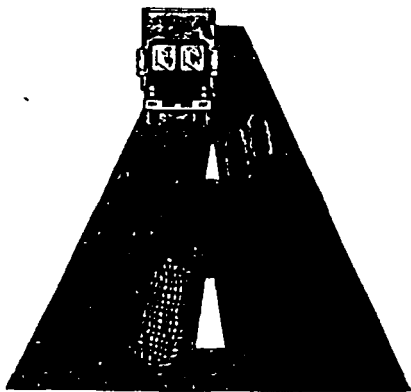


FIGURA 3 - 12 FISURAMIENTO (POR FATIGA) TIPO PIEL DE COCODRILO.

En muchos casos, el fisuramiento por fatiga es sólo un signo de que un pavimento ha sido transitado por el número de cargas para el cual fue diseñado. Luego, está simplemente "agotado" y necesita una rehabilitación planificada. Asumiendo que la ocurrencia del fisuramiento por fatiga coincide aproximadamente con el periodo de diseño, esto no sería necesariamente una

falla, sino la progresión natural de una estrategia de diseño del pavimento. Si el fisuramiento observado ocurre mucho antes de concluido el período de diseño, sería un signo de que el pavimento recibió más cargas pesadas, antes de lo previsto.

En consecuencia, la mejor forma de superar el fisuramiento por fatiga es:

- a) Estimación adecuada del número de cargas pesadas en la etapa de diseño.
- b) Mantener por todos los medios posibles, seca la subrasante.
- c) Usar pavimentos de mayor espesor.
- d) Emplear materiales que no sean excesivamente débiles ante la presencia de la humedad.
- e) Utilizar materiales para pavimentos que sean lo suficientemente resistentes para resistir deflexiones normales.

En general, las mezclas asfálticas no son afectadas por la humedad al ser mayormente impemeables. En casos extremos no obstante, se ha comprobado que el vapor de agua puede despojar al agregado del cemento asfáltico.

Si bien la remoción del asfalto de una capa asfáltica subyacente puede traducirse como un fisuramiento por fatiga en una capa superior, esto no es considerado una falla por fatiga. Una instancia más común del fisuramiento por fatiga causado por una capa debilitada por la humedad es el de una base no ligada cuyas demasiadas partículas finas impiden el rápido drenaje. Las bases no ligadas deberían ser seleccionadas de manera tal que no atrapen la humedad.

Elección de materiales resilientes, puede abordarse estrictamente desde la perspectiva de la selección de los materiales. En el momento de aplicación de la carga, se producen tensiones de tracción horizontales cerca del fondo de la capa asfáltica (Figura 1-13)⁽³⁴⁾. Evidentemente, el material en esa zona debe ser muy resistente, con suficiente resistencia a tracción para soportar las tensiones de tracción aplicadas. No obstante, para superar el fisuramiento por fatiga, dicho material debe ser también resiliente. En este contexto, resiliente significa que el material puede resistir, sin fisurarse, muchas cargas a niveles de tensión mucho menores que la resistencia a tracción.

De este modo, para vencer el fisuramiento por fatiga desde la perspectiva de los materiales, la HMA debe ser seleccionada de modo tal que se comporte como un material elástico blando. Esto se logra, al ser el comportamiento a la

⁽³⁴⁾ ib. p. 13

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

tracción de la HMA fuertemente influido por el cemento asfáltico, con la selección de un cemento asfáltico cuyos límites superiores. En efecto, asfaltos blandos tienen mejores propiedades de fatiga que los duros.

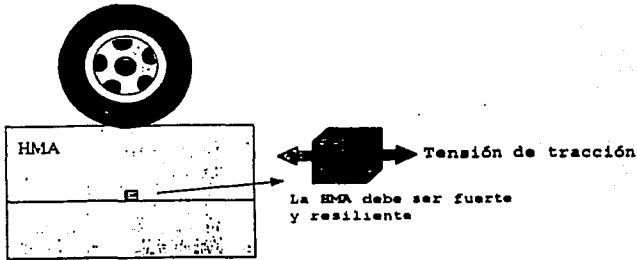


FIGURA 3 – 13 TENSIONES DE TRACCIÓN EN LA PARTE INFERIOR DE LA CAPA DE HMA.

3.4.3 Fisuración por baja temperatura.

Como su nombre lo indica, la fisuración por baja temperatura es un deterioro causado más por las condiciones adversas del medio ambiente que por la aplicación de las cargas del tránsito. Se caracteriza por fisuras transversales (es decir, perpendiculares a la dirección del tránsito) intermitentes que se producen con un espaciamiento notablemente uniforme (Figura 1-14)⁽³⁵⁾.

Las fisuras por baja temperatura se forman cuando una capa de pavimento asfáltico se contrae en climas fríos. Cuando el pavimento se contrae, se originan tensiones de tracción dentro de la capa. En algún lugar a lo largo del pavimento, la tensión de tracción excede la resistencia de tracción y la capa asfáltica se fisura. Así, las fisuras por baja temperatura ocurren principalmente a partir de un ciclo de baja temperatura. Algunos ingenieros, no obstante, también creen que es un fenómeno de fatiga debido al efecto acumulativo de varios ciclos climáticos fríos.

⁽³⁵⁾ lb. p. 14

Ambos grupos concuerdan en que el ligante asfáltico juega el rol central en la fisuración por baja temperatura. En general, los ligantes asfálticos duros son más propensos a la fisuración por baja temperatura que los blandos. Los ligantes asfálticos excesivamente oxidados, sea por excesiva propensión a la oxidación o por pertenecer a una mezcla con muy alto porcentaje de vacíos, o por ambas causas, son más susceptibles al fisuramiento por baja temperatura.

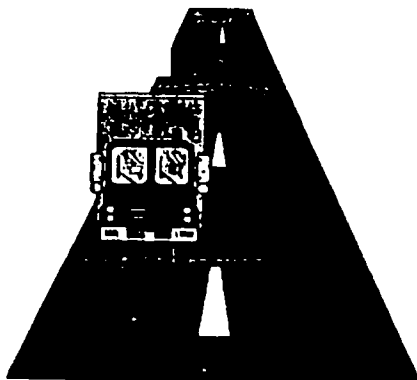


FIGURA 3 - 14 FISURAMIENTO POR BAJA TEMPERATURA.

Así, para evitar la fisuración por baja temperatura, los ingenieros deben usar un ligante blando, un ligante no muy propenso al envejecimiento, y controlar in situ el contenido de vacíos de aire de forma tal que el ligante no resulte excesivamente oxidado.

CAPITULO IV
METODO DE CALCULO

CAPITULO IV

METODO DE CALCULO

METODO DE DISEÑO AASHTO

4.1 Generalidades

El método de Diseño de Estructuras de Pavimentos, de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), es un procedimiento de reconocido prestigio en el ámbito mundial, que se ha venido aplicando y desarrollando desde hace más de 30 años, en los EE.UU., extendiéndose a muchos países en donde la tecnología de carreteras ha evolucionado considerablemente. Se destacan los aspectos relevantes del métodos pavimentos flexibles, con plena vigencia para ser aplicado en México, como alternativa a los métodos tradicionales.

Entre los principales objetivos de la AASHTO se cuenta el desarrollo de un Método de Diseño de Pavimentos que involucra de manera racional todas las variantes que intervienen en el comportamiento de los pavimentos. Para ello, desarrolló una amplia investigación con la carretera de prueba AASHTO, que fue construida en una primera etapa el 30 de Noviembre de 1960, siendo esta investigación de autopistas, la más grande y amplia de la historia.

En efecto la Prueba Nacional de Carreteras como parte fundamental de la investigación fue concebida y patrocinada por la AASHTO como un estudio sobre el comportamiento de pavimentos y puentes estructurales de características conocidas, bajo cargas en movimiento de magnitud y frecuencia conocidas fue formulada por el consejo de investigación en carreteras de la academia nacional de ciencias consejo nacional para la investigación; la planeación empezó en 1951 la construcción del proyecto empezó en 1956 cerca de Ottawa, ILL. Los pavimentos de prueba terminados se sometieron a un tránsito controlado de octubre de 1958 a Noviembre de 1960.

Esta investigación cobra especial importancia si se toma en cuenta los costos tan elevados que resultan de un pavimento mal diseñado, dentro del esquema general de su planeación, construcción, operación y rehabilitación. La estructura del pavimento puede resultar costosa en su etapa constructiva, pero a la larga se reducen considerablemente los costos de operación, rehabilitación, en función de una mayor vida útil, si se cuenta con un buen diseño de pavimentos.

En un esfuerzo por reducir el costo de la estructura de pavimento, los Organismos Estatales y Federal de EE.UU. de carreteras han patrocinado un programa permanente de investigación de pavimentos.

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Como punto de partida, se proporciona una breve descripción de los principales experimentos sobre pavimentos que se realizaron en la Carretera de Prueba AASHTO (Figura 4 - 1)⁽³⁶⁾. Enseguida se puntualizan los conceptos básicos que intervienen en el diseño de pavimento.

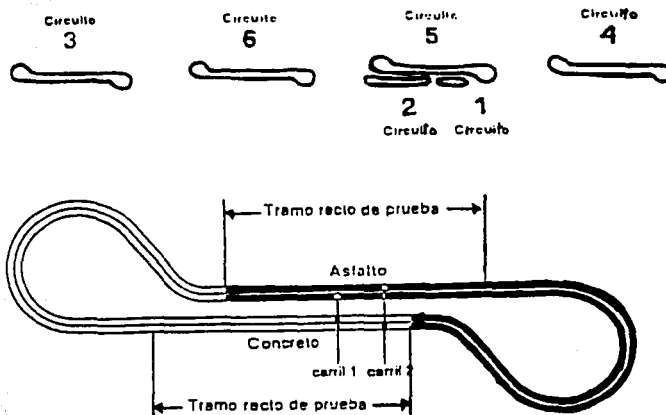


FIGURA 4 - 1 CARRRETERA DE PRUEBA AASHTO.

Se describe la metodología con las explicaciones de cada caso de los aspectos más sobresalientes. Parte fundamental en el desarrollo del método de diseño, fueron las investigaciones y experimentos a escala natural que se realizaron en la carretera de prueba AASHTO. A continuación se hace una breve reseña de los trabajos realizados⁽³⁷⁾:

- a) **Objetivo de las pruebas de pavimento.** La historia de la ingeniería en carreteras ha sido una búsqueda constante por lograr mejores carreteras y para mover volúmenes cada vez más grandes de tráfico a velocidades cada vez mayores y con mayor seguridad. El requisito más importante es una superficie de pavimento que sea uniforme, resistente y durable. Los ingenieros de carreteras han reconocido desde hace mucho tiempo que existe una relación entre el buen comportamiento del pavimento y el número de peso de las cargas aplicadas. Los datos acumulados a través de los años, obtenidos de los registros de los departamentos de carreteras estatales de EE.UU. y de la carretera de prueba AASHTO indican una creciente necesidad de comprender mejor esta relación.

⁽³⁶⁾ Aashto Guide for desing of pavement structures. Eric, 1993 p. 28

⁽³⁷⁾ Ib. p. 32

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

El objetivo principal de las pruebas de las carreteras consistía en determinar relaciones significativas entre el buen comportamiento de pavimentos de varios diseños y las cargas aplicadas sobre ellos o de forma formal:

"Determinar las relaciones significativas entre un número de repeticiones de ejes con cargas específicas, de diferente magnitud y disposición, y el comportamiento de diferente espesor de superficies de concreto asfáltico concreto simple de cemento portland, y concreto reforzado de cemento portland adecuadamente diseñados y construidos sobre diferentes espesores de bases y sub-bases cuando se colocan sobre el suelo de características conocidas."

- b) *Disposición de los pavimentos de prueba.* El sitio cerca de Ottawa, ILL., seleccionado para el experimento, tiene condiciones climáticas y de suelo típicas de las existencias en las grandes áreas de EE.UU y Canadá. Esto hace más fácil la aplicación de los resultados experimentales a la construcción real de carreteras en una amplia área geográfica.

Los pavimentos de la prueba de carreteras, se construyeron en circuitos a lo largo de una sección de 8 millas de una futura auto pista Interestatal. Había cinco circuitos de tránsito. Los circuitos del 3 al 6 servían para camiones pesados y el circuito 2 era para camiones ligeros. El circuito 1 se utilizo para una serie de pruebas no relacionadas con el tránsito.

Cada circuito consistía de dos largas carreteras paralelas conectadas en los extremos por retornos. Las secciones de prueba de los pavimentos estaban localizadas en las secciones rectas o en las tangentes de pruebas de cada circuito.

Había en total 836 secciones de prueba. Las secciones de prueba de pavimentos asfálticos (flexibles) en los experimentos principales tenían 30 m. de largo; las secciones de prueba de concreto (pavimentos rígidos) eran de 36 m de largo en concreto simple y 80 m de largo en concreto reforzado. Todas las secciones de prueba estaban separadas por secciones de transición que no formaban parte de la prueba.

En cada circuito la superficie del pavimento en la tangente norte de la prueba era de carpeta asfáltica y el de la tangente sur era de concreto. La carretera consistía de dos carriles de tránsito, de modo que el ancho total estaba dividido en dos secciones idénticas. Cada carril en cada circuito servía para camiones de una sola disposición de ejes y peso. Así, cada sección de prueba del pavimento estaba sujeta a sólo uno de los diez espaciamientos de ejes y pesos.

Ambas secciones de prueba, tanto de concreto como asfáltica sometidas a repeticiones de ejes con carga específica y disposiciones de terminadas, estaban construidas en idénticos terraplenes. Tanto las secciones de concreto

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

como las de carpeta asfáltica se examinaron al mismo tiempo bajo las mismas condiciones climáticas, por el mismo número de cargas aplicadas, al mismo flujo, y por los mismos camiones viajando a las mismas velocidades.

- c) *Los principales experimentos sobre pavimentos.* Los principales experimentos sobre pavimentos fueron diseñados de modo que los resulta los de las pruebas fueran estadísticas significativas. Las secciones de prueba de los pavimentos de varios espesores, de materiales para pavimentación especificados, fueron sometidas a tráfico controlado (Figura 4 - 2)⁽³⁸⁾. Las secciones examinadas representaban todas las combinaciones de los factores de diseño para pavimento de concreto y asfálticos.

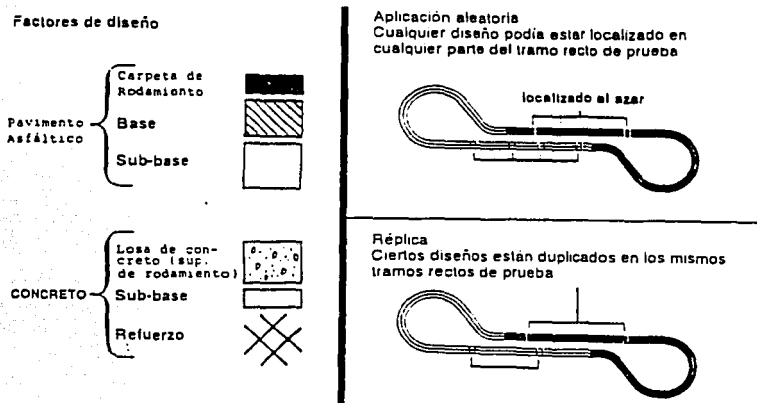


FIGURA 4 - 2 FACTORES DE DISEÑO Y DISTRIBUCION DE SECCIONES DE PRUEBA.

Las variables de diseño fueron:

- a) *Para pavimentos de concreto.* El espesor de la losa de concreto, el espesor de la sub-base de arena y grava, y el acero de refuerzo distribuido, o sin refuerzo.
- b) *Para pavimento asfáltico.* El espesor de las capas componentes de la carpeta asfáltica, la base de grava y la sub-base de arena y grava.

⁽³⁸⁾ ib. p. 45

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Técnicas aleatorias y de réplica: Dos de las técnicas estadísticas empleadas al diseñar los experimentos principales fueron la aplicación aleatoria que garantizó que un diseño dado tuviera la misma oportunidad de estar localizado en un lugar en un tramo recto de prueba, que una sección de cual quiera de los diseños. Las posiciones de los cuatro circuitos de tránsito más importantes de la prueba se seleccionaron al azar. La réplica garantizó que varios de los diseños aparecieran en dos secciones en el mismo circuito para verificar la confiabilidad

- d) *Medición del comportamiento.* Puesto que el propósito principal de la Prueba Nacional de Carreteras consistía en investigar cómo se comportaba cada sección de prueba bajo repeticiones cada vez mayores de la carga específica sobre el eje, fue necesaria una medición objetiva del comportamiento. El criterio para medir el comportamiento, desarrollado por el personal de la Prueba Nacional de Carreteras, se le denominó 'índice de capacidad de servicio actual'(Figura 4 - 3)⁽³⁹⁾. Esta es una designación numérica entre 0 y 5 para indicar la capacidad de -servicio, y que va desde muy pobre hasta muy bueno. Para los propósitos de la Prueba Nacional de Carreteras, las secciones de prueba de los pavimentos se consideraban que habían fallado cuando el índice de capacidad de servicio caía a 1.5. Entonces era eliminadas de la prueba.

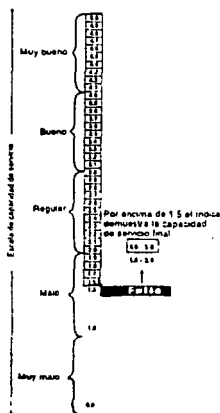


FIGURA 4 - 3 ESCALA GRAFICA DEL INDICE DE SERVICIO, RELACIONADO CON EL COMPORTAMIENTO FINAL DE LAS SECCIONES DE PRUEBA

Las mediciones del comportamiento de un pavimento en términos de su capacidad para soportar el tránsito con seguridad y comodidad. Su desarrollo para convertirlo en un procedimiento trabajable por parte del personal de la Prueba de Carreteras constituye una contribución muy importante a la ingeniería de carreteras. El nivel requerido de servicio del pavimento depende de la función que quiera dársele al pavimento, y no será necesariamente la misma para pistas de aeropuertos que para pisos de estacionamiento, para Autopistas que para carreteras secundarias, para avenidas principales que para calles residenciales.

Los factores que tuvieron mayor peso en la determinación de la capacidad de servicio fueron:

- a) Variaciones en la pendiente a lo largo de la rodada de las llantas (roderas), una medida de la aspereza y rugosidad del pavimento en la dirección del movimiento.
- b) Profundidad promedio de la rodada, medida bajo una varilla recta de 1.20 m a través de cada rodada.
- c) Medida de agrietamiento severo y de bacheo.

Las mediciones físicas de las secciones de prueba se transfirieron a fórmulas que podían dar nuevamente valores numéricos de capacidad de servicio. Estos valores graficados contra las aplicaciones de carga forma una historia de comportamiento para cada sección de prueba que permiten la evaluación de cada uno de los diversos diseños.

Tres comportamientos que pueden usarse para evaluar el comportamiento de las secciones de prueba son:

- a) El número de aplicaciones de cargas sobre un eje que la sección soportó antes de la falla (cuando el índice de capacidad de servicio cayó a 1.5).
 - b) El índice de capacidad de las secciones de prueba en cualquier número particular de aplicaciones de carga sobre un eje.
- e) *Factores que afectan el comportamiento.* Los factores que afectaron significativamente el comportamiento de las secciones de prueba fueron los siguientes:

Para pavimentos asfálticos:

- a) Número, magnitud y disposición de las cargas sobre un eje aplicadas.

- b) Espesor de las capas componentes de la carpeta de rodamiento, base y sub-base.
- c) Resistencia de las capas granulares y el suelo del terraplén al ser afectadas por las condiciones climáticas de la temporada.

Para el pavimento de concreto:

- a) Número, magnitud y disposición de las cargas sobre un eje aplicadas. Espesor de la losa de concreto, de rodamiento.
- b) Las variables que no fueron significativas en el comportamiento de las secciones de prueba del pavimento de concreto incluyeron el espesor de la sub-base y la presencia o ausencia de acero de refuerzo.

4.2 Consideraciones de diseño.

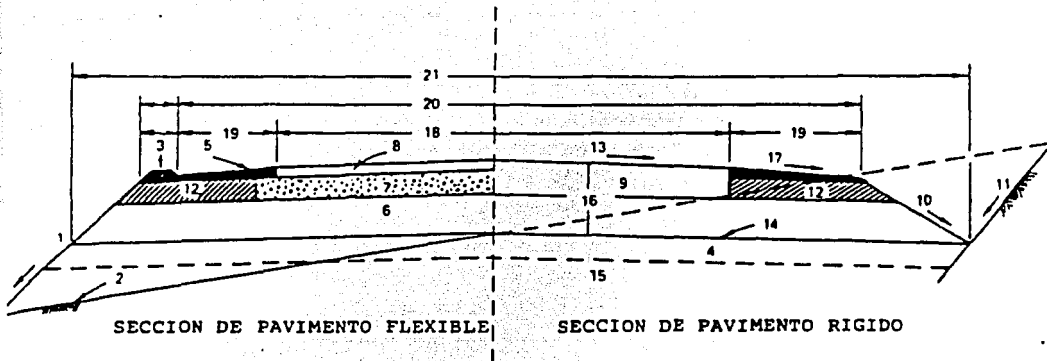
Un pavimento es una estructura constituida por varias capas de materiales seleccionados, que tienen por objeto permitir y soportar el tránsito de vehículos, en forma cómoda, segura y eficiente, con un costo mínimo.

Tipos de pavimento se conocen 2 tipos fundamentales de pavimento: rígidos y flexibles (Figura 4 - 4)⁽⁴⁰⁾.

Son comunes en general otros métodos de diseño, como son el Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM del Instituto del asfalto, el Método SHELL, del Cuerpo de ingenieros de los EE.UU. y otros de los Departamentos estatales de carreteras de los EE.UU. cuyas diferencias estriban en las consideraciones regionales, valores empíricos basados en experiencias en cuanto a condiciones de tipo de tránsito, peso de vehículos, factores de con fianza, capacidad de soporte del suelo de sustentación, medidas indirectas de la resistencia de los suelos (deflexiones y propiedades elásticas de la estructura del pavimento en su conjunto), algoritmos, nomogramas y ecuaciones de diseño, inclusión de otras variables en las consideraciones de diseño como drenaje, factores de equivalencia estructural de las capas, características de los vehículos, conceptos de vida útil, etc.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES



- | | |
|------------------------------------|--------------------------------------|
| 1. TALUD DE TERRAPLEN | 12. BASE DE ACOTAMIENTO |
| 2. TERRENO NATURAL. | 13. PENDIENTE TRANSVERSAL RODAMIENTO |
| 3. BORDILLO | 14. LINEA DE SUBRASANTE |
| 4. CAPA SUBRASANTE | 15. CAMA DE CORTE |
| 5. CAPA SUPERFICIAL DE ACOTAMIENTO | 16. ESTRUCTURA DEL PAVIEMNTO |
| 6. SUB-BASE | 17. PENDIENTE DE ACOTAMIENTO |
| 7. BASE | 18. CARRILES DE CIRCULACION |
| 8. CARPETA ASFALTICA | 19. ACOTAMIENTOS |
| 9. LOSA DE CONCRETO | 20. CORONA |
| 10. CUNETA (TALUD DE PROYECTO) | 21. SUBCORONA |
| 11. CUNETA (TALUD DE CORTE) | |

FIGURA 4 - 4 SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTOS FLEXIBLES O RIGIDOS.

A continuación se enumeran las consideraciones y conceptos básicos del Método AASHTO⁽⁴¹⁾:

1. Comportamiento del pavimento.
2. Tránsito.
3. Suelo de sustentación.
4. Materiales de construcción.
5. Condiciones ambientales.
6. Drenaje.
7. Confiabilidad.
8. Costos durante el ciclo de vida útil.
9. Diseño de acotamientos.

Cada uno de estos conceptos, se discute de manera amplia en el procedimiento de diseño; sin embargo es necesario que el diseñador tome en cuenta otros factores que no se incluyen con la suficiente amplitud en dicho procedimiento, como son la experiencia en el comportamiento de los pavimentos existentes en la región, propiedades específicas de los materiales que puedan requerir tratamientos especiales de estabilización; estadísticas y análisis del tránsito esperado en el período de vida útil (volumen, distribución y tipo de vehículos pesados); es decir es muy importante un estudio a fondo de las condiciones regionales, independientemente de las consideraciones propias del Método.

- a) *Comportamiento del pavimento.* Este concepto incluye algunas consideraciones relativas al grado de funcionalidad y capacidad estructural del pavimento existente.

Para evaluar este concepto se recurre al índice de servicio actual o serviciabilidad, desde el punto de vista del usuario; o bien se puede cuantificar de acuerdo al método AASHTO, de medidas de la rugosidad y levantamiento de daños (grietas, baches, deformaciones), expresadas en la siguiente fórmula:

$$PSI = 5.03 - 1.91 \log (I + SV) - 1.38 RD^2 - 0.11 - \overline{P+C}$$

⁽⁴¹⁾ ib. p. 33

Donde:

PSI = Índice de servicio actual (Present Serviceability Index).

SV = Varianza de la pendiente en deflexiones medidas con el perfilómetro CHLOE.

RD = Profundidad de la rodadura.

C+P = Áreas de agrietamiento (cracking) más bacheo (patching), por cada 1000 ft².

Los factores que afectan el PSI son la carga máxima por eje, número de ejes, número de repeticiones de carga, efectos ambientales, espesor de las capas de pavimento y la capacidad de soporte del suelo.

La escala de medición varía de 0 a 5 (de muy malo a muy bueno), según se explica en la medición del comportamiento en la figura 4 – 3.

Para construcciones nuevas, se fijan los valores de índice de servicio a que se requiere llegar al inicio y término de su vida útil, determinando la pérdida de capacidad de servicio, en función del tránsito esperado y los efectos del medio ambiente como son los ciclos de humedad, congelamiento y temperatura; factores que se valoran mediante predicciones basándose en el conocimiento y experiencia de las condiciones regionales.

b) *Transito*. Es un concepto importante que es necesario conocer con cierta precisión, pues interviene directamente en el diseño de pavimentos.

Se requiere conocer:

1. Volumen de tránsito inicial
2. Tipo de tránsito.
3. Distribución por tipo de tránsito.
4. Peso de vehículo, presión de inflado.
5. Coeficientes de daño en función de ejes equivalentes.
6. Predicción de crecimiento.
7. Volumen de tránsito esperado en la vida útil del pavimento, traducido en número de ejes sencillos equivalentes de carga.
8. Presión de inflado.

9. Configuración por ejes.

El método AASHTO ha desarrollado bastante información al respecto, al incluir mayores valores de carga equivalente, congruente con el peso de vehículos cada vez mas pesados que existen en la actualidad, cubriendo, por ejemplo niveles de carga como los siguientes:

Ejes simples: De 2 a 50 kips.

Ejes tandem: De 2 a 90 kips.

Ejes triples: De 2 a 100 kips.

Esta información actualizada esta incluida las ecuaciones y nomogramas de diseño (ANEXO II).

- c) *Características del suelo de soporte o subrasante.* La característica básica que se requiere para el diseño de pavimento es el módulo resiliente (M_R), que ha sustituido al valor de CBR y valor de "R" o módulo de reacción del estabilómetro de Hveem, aunque se establecen correlaciones al respecto.

El método de prueba para obtener el M_R es la T 274 de las normas AASHTO.

El Módulo resiliente M_R , es una medida de las propiedades elásticas del suelo y se puede obtener directamente mediante equipo especial de relativa facilidad de operación.

Las razones principales por las que se adopta esta característica, son las siguientes:

- a) Indica una propiedad básica del material que puede utilizarse en el análisis mecánico del sistema multicapa para predecir la rugosidad, agrietamiento, roderas deterioros, etc.
- b) Es una característica reconocida internacionalmente, como dato para la evaluación y diseño de pavimentos.
- c) Se emplea una técnica de pruebas no destructivas que permite estimar el M_R de varios materiales directamente en el lugar.

Sin embargo, se han establecido correlaciones razonables con el CBR o valor relativo de soporte y el valor de "R" y que están dadas por las siguientes expresiones:

$$M_R \text{ (psi)} = 1500 \times \text{CBR}$$

$$M_R \text{ (psi)} = 1000 + 555 \times R$$

Estas expresiones son válidas, básicamente para suelos finos-granulares, que cubren una amplia gama de materiales de terreno natural u terracerías, de soporte para pavimentos.

En aquellos casos especiales de suelos finos arcillas expansivos de muy bajo CBR, habrá que tomar las precauciones del caso, y hacer un análisis más detallado para determinar el M_R , con las debidas reservas en la aplicación de las expresiones anteriores.

Por otra parte, el diseñador deberá tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Asegurar que la compactación o densidad relativa del suelo de soporte, que cumpla ya que de ello depende el M_R . En caso de no lograrse la compactación deseada, ajustar el valor de M_R .
2. Suelos muy expansivos o resilientes deberán recibir especial atención, manteniendo el contenido de humedad bajo límites razonables que no afecten sustancialmente el comportamiento. Para ello, se analizarán cuestiones de drenaje y subdrenaje; o bien, procedimientos de estabilización con algún aditivo o filler mineral (cemento o cal); asimismo el uso geotextiles puede ayudar en la solución de un buen diseño.
3. En zonas sujetas a la acción de heladas y descongelamiento, donde el suelo sea susceptible a ello, se analizará la alternativa de sustituirlo por suelo no susceptibles en la profundidad conveniente.
4. Problemas de suelos de alto contenido de materia orgánica, extremadamente compresibles, requieren de soluciones especiales como sustitución por materiales adecuados, técnicas de preconsolidación, geotextiles, etc.
5. Provisiones en suelos de características variables, donde se requiere uniformizar las condiciones, con tratamientos de escarificación, recompactación, mezclado, como es el caso de zonas de cortes y rellenos; tratar adecuadamente las zonas de transición.
6. A pesar de que en el diseño de pavimento se involucran consideraciones de drenaje, debe ponerse especial atención en aquellas zonas de alta precipitación pluvial donde los escurrimientos (superficiales y subterráneos) son considerables en época de lluvias. Al respecto, el diseñador debe considerar soluciones especiales de

obras complementarias de subdreje, capas drenantes, filtros, tuberías de drenaje adicionales, canales, etc., sobre todo donde existan suelos susceptibles a los cambios de humedad que afecten su capacidad de soporte.

7. En suelos donde se dificulte la construcción, como son los suelos cohesivos que retienen mucho tiempo la humedad, haciendo que los equipos de construcción, desplacen el material y no se puedan compactar adecuadamente, habría que adoptar soluciones especiales, como mezclado con materiales granulares, con arena o material seco, que aceleren el secado, o bien, colocar una plataforma sobre dicho suelo con material adecuado para trabajar sobre ella y sirva de desplante al pavimento.
 8. Se hace énfasis en el criterio de elegir el módulo resiliente adecuado, pues son muchos factores asociados a él; no se debe limitar con pocos datos de M_R siempre recabar los suficientes datos para obtener un factor adecuado de confiabilidad.
- d) *Materiales de Construcción.* Se refiere a los materiales de las capas subrasante, sub-base y base, en las que el módulo resiliente corresponde a materiales granulares y que también se correlaciona con los valores de CBR y valor de "R".

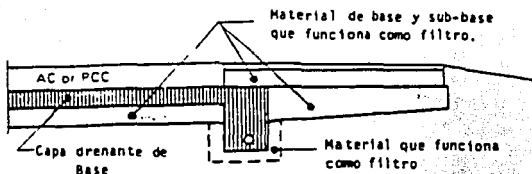
Como ya se sabe, la estructura de un pavimento flexible está integrada por lo general por las capas de carpeta, base y sub-base. La AASHTO y varios departamentos de la Unidad Americana, consideran una capa adicional denominada capa de drenaje, como se muestra en Figura 4 - 5⁽⁴²⁾, que se coloca según sea el caso en la posición de la sub-base o de la base, al tomar en cuenta las condiciones regionales de lluvia y humedad.

Las características de esta capa drenante, contribuye a una mejor estructuración del pavimento, de manera que hay que tomar en cuenta, la granulometría de los materiales, coeficientes de permeabilidad cantidad, de partículas finas pasando la malla No. 200, con lo cual se diseña la capa drenante.

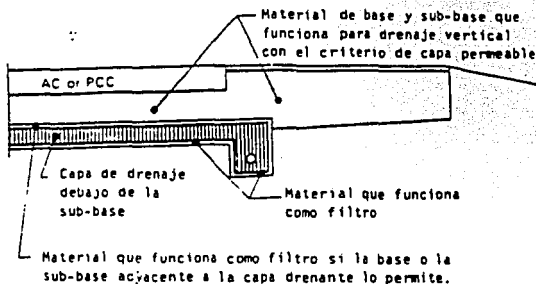
⁽⁴²⁾ ib. p.37

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

A. Base utilizada como una capa drenante



B. Capa de drenaje debajo de la sub-base



NOTA: La fabricación del filtro puede hacerse con material del lugar, suelo o agregado, dependiendo de las consideraciones económicas.

AC Carpeta de concreto asfáltico.

PCC Losa de concreto con cemento portland.

FIGURA 4 - 5 EJEMPLO DE CAPAS DRENANTES EN UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO.

Asimismo, en combinación con la capa drenante, se diseña un material de filtro que deberá estar colocado entre la capa drenante y el material adyacente.

Este material de filtro deberá tener una granulometría, de tal manera que impida el paso del material fino normalmente contenido en la sub-rasante y que evite la obturación de funcionamiento de la capa drenante. Además deberá ser lo suficientemente permeable para permitir el paso del agua hacia abajo sin disminuir de la resistencia.

Por último deberá ser resistente para la adecuada transmisión de carga hacia la sub-rasante.

Respecto a lo anterior el método AASHTO proporciona suficiente información de materiales de capas drenantes y filtro, en cuanto a su granulometría y características de permeabilidad.

Las funciones de las capas de carpeta, base y sub-base, son bien conocidas, y las normas de materiales que deben cumplir.

- e) *Condiciones ambientales.* Dos de los primeros factores que afectan el comportamiento de los pavimentos son la temperatura y la lluvia, a los cuales hace referencia la Guía de Diseño AASHTO.

La temperatura afecta las propiedades del concreto asfáltico en cuanto a su fragilidad, esfuerzos inducidos por temperatura, reblandecimiento, congelamiento y deshielo en el suelo de soporte.

La lluvia, por consiguiente afecta a la estructura del pavimento, si se permite la filtración a través de las grietas de la carpeta o filtración lateral; es decir, reduce la capacidad de soporte de las terracerías y por lo tanto se provocan las fallas comunes de subdrenaje, asentamientos, baches, agrietamientos, etc.

Se hace especial énfasis en el efecto de la congelación y deshielo, que nuestro país es menos común.

Relacionado con lo mismo, el clima que varía con las estaciones, influye para que los efectos, de radiación solar, vientos, intemperización y humedad ocasionen severos daños al pavimento.

Aunado a las condiciones ambientales, se presenta la acción de las cargas transmitidas por los vehículos, cuyo efecto combinado, acelera el deterioro, de los pavimentos, sobre todo en época de lluvias. Otro efecto, es el acuaplaneo o hidroplaneo que se presenta cuando la textura de la superficie de pavimento es cerrada y lisa, poniendo en peligro la operación de la carretera.

El método AASHTO, proporciona una amplia información para valuar el efecto que produzcan las condiciones ambientales adversas en la pérdida del grado de servicio y por lo tanto en la reducción de la vida útil de los pavimentos.

- f) *Drenaje.* El drenaje de pavimentos ha sido siempre un factor importante en el diseño y comportamiento de las carreteras; sin embargo, los métodos de diseño en general, limitan el subdrenaje a través de las

capas, de base que por lo general no es suficiente para un buen drenaje.

El exceso de agua combinado con el incremento del tránsito (volumen y cargas), hacen que las estructuras de pavimento presente fallas prematuras.

El agua se filtra a la estructura del pavimento por varios caminos a través de las grietas que aparecen en la superficie del pavimento y de las zonas laterales contiguas; o bien por los escurrimientos subterráneos, provocados de acuíferos, alto nivel freático manantiales, etc. cercanos al camino, que se filtran directamente o por capilaridad a la estructura del pavimento.

Los efectos del agua atrapada dentro de la estructura, son bien conocidos, los que se manifiestan en:

1. Reducción de la resistencia de los materiales granulares en general.
2. Reducción de la resistencia de los suelos de soporte (subrasante, terracerías y terreno natural).
3. Bombeo de las partículas finas de la base granular bajo los pavimentos flexibles, ocasionando pérdida de soporte.
4. Oxidación y envejecimiento de la carpeta asfáltica, ocasionando grietas y desprendimientos de agregados, baches, etc.
5. Inestabilidad por cambios volumétricos debido a los cambios de humedad.
6. Levantamiento del pavimento por congelación del suelo de soporte.

El método AASHTO, proporciona una serie de recomendaciones para solucionar el problema de drenaje, incorporando por un lado el concepto de capas drenantes y de filtro dentro de la estructura del pavimento y por otro lado, en el diseño en sí, incorpora un factor de drenaje para modificar el coeficiente estructural de capa, en función de:

1. La calidad de drenaje (por ejemplo, el tiempo requerido para que el pavimento drene).
2. El porcentaje del tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación.

- g) *Confabilidad*. Este concepto se define como la probabilidad de que la serviciabilidad de una carretera, se mantenga dentro de niveles de servicios adecuados desde el punto de vista del usuario, durante toda su vida de diseño.

Por vida o período de diseño se entiende el tiempo transcurrido desde le inicio del servicio de un pavimento nuevo o de un pavimento rehabilitado hasta el término de su servicio.

- h) *Análisis de costos durante la vida útil*. Se hace referencia en el Método AASHTO, la importancia que tiene el aspecto económico en la toma de decisiones para la ejecución del proyecto de pavimento, que se pueden ubicar en 2 niveles.

1. Al nivel de un estudio de factibilidad en el contexto del Sistema de Administración de Pavimentos.
2. Una vez determinada la factibilidad del proyecto, el segundo nivel se ubica en realizar un proyecto óptimo y económico y que es donde el diseñador de pavimentos participa en forma más directa.

Es importante destacar que en la tecnología actual de pavimentos, se tiende al realizar el análisis económico de todas las actividades involucradas en el Sistema de Administración de Pavimentos, no solo del costo que representa la construcción inicial o rehabilitación en su caso.

Es decir del análisis adicional de costos de las actividades posteriores a la construcción, como son mantenimiento, operación, tratamientos de reparación, rehabilitación, etc., durante la vida útil del pavimento, se puede orientar un adecuado diseño de pavimentos, desde el punto de vista económico, realizando diversas alternativas de solución.

Los principios básicos para el análisis económico, se pueden resumir de la siguiente manera:

1. Identificar los costos de cada etapa (Planeación, programación, estudios de factibilidad, construcción, mantenimiento, operación, etc).
2. El análisis económico provee las bases para la toma de decisiones, no es la decisión misma. El criterio para adoptar la decisión conveniente de varios factores; entre otros podemos citar: la importancia de la obra, beneficio, crecimiento, inversión inicial, recuperación de la inversión (si es camino de cuota),

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

servicio al usuario, volumen de tránsito, accidentes, valor de rescate al término de la vida útil, etc.

3. Evaluación de alternativas, tomando en cuenta las restricciones y recursos disponibles.
4. Las alternativas deberán compararse para un mismo período de vida del pavimento.

El período deberá ser elegido cuidadosamente, tomando en cuenta los factores involucrados que intervienen en el diseño.

5. La evaluación económica deberá incluir los recursos y costos de que disponen las Entidades u Organismos oficiales (asignaciones presupuestales) así como los costos del usuario y beneficios que recibe.

Generalmente, no se toman en cuenta los costos del usuario, en la creencia de que recibe más beneficios; sin embargo, algunos estudios realizados en EE.UU., han demostrado que los costos del usuario pueden ser significativos, repercutiendo en la economía de otras áreas productivas del país, donde el transporte es un costo de vital importancia. Los beneficios en el usuario pueden representar un ahorro en el costo de operación, si la obra proporciona el nivel de servicio adecuado.

Los factores que intervienen en el costo de los pavimentos y los beneficios que proporciona, se relacionan a continuación:

1. Costos de las entidades.
 - a) Costos iniciales de construcción.
 - b) Costo de construcciones futuras, ampliaciones o rehabilitaciones (sobrecarpetas, tratamientos superficiales, reconstrucciones, etc.)
 - c) Costos de mantenimiento, durante todo el período de diseño (reparaciones menores, bacheo, etc.)
 - d) Valor de rescate, o residual al término del período de diseño (el cual puede ser un costo negativo).
 - e) Costos de ingeniería y administración.
 - f) Costos de control del tránsito en el caso de carreteras de cuota.

2. Costos del usuario.

- a) Tiempos de viaje o de transporte.
 - b) Operación del vehículo.
 - c) Accidentes.
 - d) Incomodidad.
 - e) Tiempos de espera y de operación lenta de los vehículos por reparaciones, mantenimiento mayor o alguna otra situación que provoque dicha operación.
- i) Diseño de zonas de acotamiento. Generalmente no se tienen especificaciones definidas para los acotamientos, sin embargo, en caminos importantes, es conveniente proporcionar acotamientos con una estructura que puede ser similar a la de los carriles de circulación o bien una estructura propia diferente, principalmente en pavimentos rígidos, para economizar.

Cumplen una función importante, para beneficio de los usuarios y la operación de la carretera:

1. Protegen a la estructura de los carriles de circulación, como cuña lateral de soporte.
2. Dan seguridad al usuario.
3. En trabajos de rehabilitación pueden utilizarse como un carril adicional.
4. Deben contar con un ancho mínimo que permitan a los vehículos seguridad, en casos de emergencia.
5. Si se destacan con tratamientos superficiales de color diferente al de los carriles, contribuyen al confort y paisaje de la carretera.
6. Las fallas de hombro por erosión e intemperización en zonas de terraplén, son absorbidas por los acatamientos.

En función de lo anterior es necesario que en el diseño de pavimentos, se incluya el diseño adecuado de la estructura en los acotamientos.

4.3 Diseño.

La ecuación básica de diseño AASHTO usada para pavimentos flexibles, es la siguiente:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}(M_R) - 8.0007$$

Donde:

W_{18} = Número esperado de aplicaciones de ejes equivalentes sencillos de carga, de 18 kip.

Z_R = Desviación estándar normal.

S_o = Error combinado estándar de la predicción de tránsito y ejecución.

= Diferencia entre el valor inicial (po) y final (pt) de diseño, del índice de servicio actual,

M_R = Módulo resiliente en libras/pulg² (psi).

SN = Número estructural, indicativo del espesor total requerido de pavimento.

Donde:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

A_i = iesimo coeficiente de las capas de pavimento (carpeta, base y, sub-base).

D_i = iesimo espesor de capa (pulgadas), de carpeta, base y sub-base.

m_i = iesimo coeficiente de drenaje de las capas de base y sub-base.

La solución de esta ecuación se facilita con el nomograma de diseño de la Figura 4 - 6⁽⁴³⁾, donde se obtiene el número estructural SN (Structural number), valor abstracto que expresa la resistencia estructural de un pavimento para una combinación dada

⁽⁴³⁾ ib. p. 45

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

ECUACION DEL HOROGRAFA

$$\log_{10} \frac{W_{18}}{W_{10}} = Z_R \cdot S_o + 9.36 \cdot \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1.094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \log_{10} R - 0.07$$

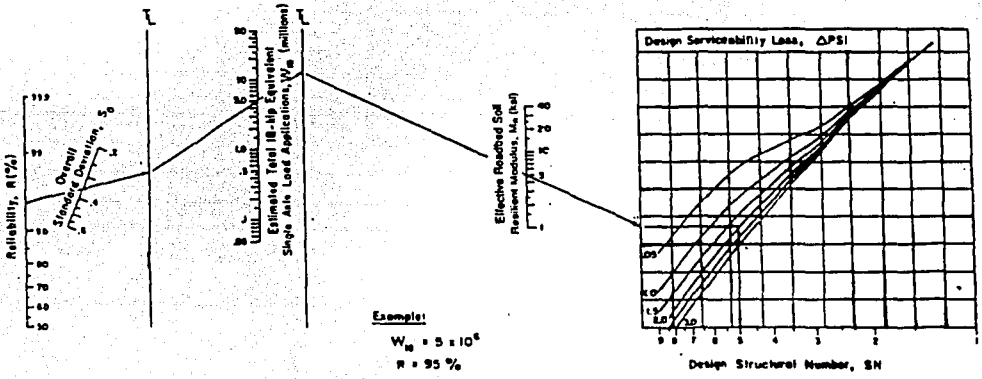


FIGURA 4 - 6 GRAFICA DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES, PARA OBTENER EL NUMERO ESTRUCTURAL (SN)

El SN se convierte a su vez en espesores de carpeta, base y sub-base, empleando coeficientes de capa apropiados, que representan la resistencia relativa de acuerdo a los materiales de construcción empleados en dichas capas.

Los valores promedio de estos coeficientes para materiales usados en la carretera de prueba AASHTO, son los siguientes:

1. Carpeta superficial de concreto asfáltico.	0.44
2. Base de piedra triturada.	0.14
3. Sub-base de grava arena.	0.11

Estos valores están basados en el módulo elástico o resiliente M_R , determinado de análisis esfuerzo-deformación en sistemas multicapa de pavimentos, los cuales pueden ser ajustados, incrementándolos o reduciéndolos según los materiales que se empleen.

Más adelante se dan algunos lineamientos para elegir los espesores de capa, basándose en SN.

Cabe señalar que la ecuación de diseño es el resultado de una vasta información empírica obtenida de la carretera de prueba AASHTO, representando la mejor aproximación posible a la solución de diseño, basada en valores promedio. Es decir, significa por ejemplo que el 50% del tránsito actual correspondiente a una serviciabilidad terminal puede ser mas o menos predecida.

Con el fin de reducir el riesgo de un deterioro prematuro, se obtienen niveles de servicio abajo de los aceptables, aplicando un nivel de confianza adecuado, lo cual está implícito en el proceso de diseño.

Asimismo se destaca el hecho, de que dicha ecuación de diseño, ha sufrido pocos cambios desde que apareció en la Guía AASHTO de 1972 como son:

1. El cambio del parámetro de resistencia de los suelos de soporte; módulo resiliente por CBR y/o valor de "R"
2. La expresión para obtener el número estructural (SN) ha sido modificada al incluir el coeficiente de drenaje.
3. El factor regional (R) ha sido suprimido.
4. Se ha ampliado la información en cuanto al criterio de la pérdida de serviciabilidad. (Δp), relacionada con la predicción del volumen de tránsito, que puede presentarse antes del deterioro del pavimento.

5. De hecho, el Método AASHTO ha tenido una amplia aceptación en todos los estados de la Unión Americana, y sirve de base para el desarrollo de sus propios procedimientos de diseño, adaptado a sus características regionales.

4.3.1 Requerimiento de diseño.

En la Tabla 5 - 1⁽⁴⁴⁾ se resumen los requerimientos de diseño para diferentes tipos de pavimento flexible (pavimentos con capas superficial de concreto asfáltico y pavimento con tratamiento superficial).

En esta Tabla: (1) se refiere a: Variables de diseño, que se determinarán; el (2) significa las variables de diseño que deben considerarse por su impacto potencial en los resultados.

DESCRIPCION	FLEXIBLE	
	AC	ST
1. VARIABLES DE DISEÑO		
1.1 Restricciones de tiempo.		
* Período de ejecución.	1	1
* Análisis del período.	1	1
1.2 Tránsito.	1	1
1.3 Confiabilidad.	1	1
1.4 Impacto Ambiental.		
* Expansión de suelos.	2	2
* Congelamiento.	2	2
2. CRITERIO DE COMPORTAMIENTO		
2.1 Serviciabilidad.	1	1
3. CRITERIO DE COMPORTAMIENTO		
3.1 Módulo resiliente del suelo de soporte, efectivo.	1	1
3.2 Definición de los materiales de las capas de pavimento.	2	2
3.3 Coeficientes de capa.	1	1
4. DRENAJE	1	1

AC = Concreto asfáltico.
ST = Tratamiento superficial.

TABLA 4 - 1 REQUERIMIENTO DE DISEÑO PARA DIFERENTES TIPOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE.

En la tabla 4 – 2⁽⁴⁵⁾ se resumen los requerimientos de periodos de diseño para varias condiciones de tránsito.

CONDICIONES DE TRANSITO	PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)
Carreteras urbanas de alto volumen de tránsito.	30 – 50
Carreteras de alto volumen de tránsito.	20 – 50
Carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito	15 – 25
Carreteras secundarias revestidas de bajo volumen de tránsito.	10 – 20

TABLA 4 – 2 PERIODOS DE DISEÑO PARA VARIAS CONDICIONES DE TRASITO.

Esta clasificación la propotciona la AASHTO para la Unión Americana. En México, habría que analizar la conveniencia de aplicar estos valores, pues de hecho, los periodos de diseño que se adoptan son por lo general más cortos.

En cuanto a la confiabilidad, se indican en las Tabla 4 – 3⁽⁴⁵⁾ algunos valores sugeridos para varias clasificaciones.

CLASIFICACION	NIVEL RECOMENDADO DE CONFIANZA	
	URBANAS	FEDERALES
Autopistas y carreteras interestatales.	85 – 99.9	80 – 99.9
Carreteras principales.	80 – 99	75 – 95
Carreteras secundarias	80 – 95	75 – 95
Carreteras locales	50 – 80	50 – 80

TABLA 4 – 3 NIVELES DE CONFIANZA PARA VARIAS CLASIFICACIONES DE CARRETERAS.

Lo que indica que el nivel mínimo aceptable de servicio desde el punto de vista del usuario anda en un rango de 2.5 a 2.0.

En cuanto a los coeficiente de capa, que deben aplicarse para la determinación del número estructural, la AASHTO recomienda los valores indicados en la Figura 4 – 6⁽⁴⁵⁾.

⁽⁴⁵⁾ ib. p.46

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

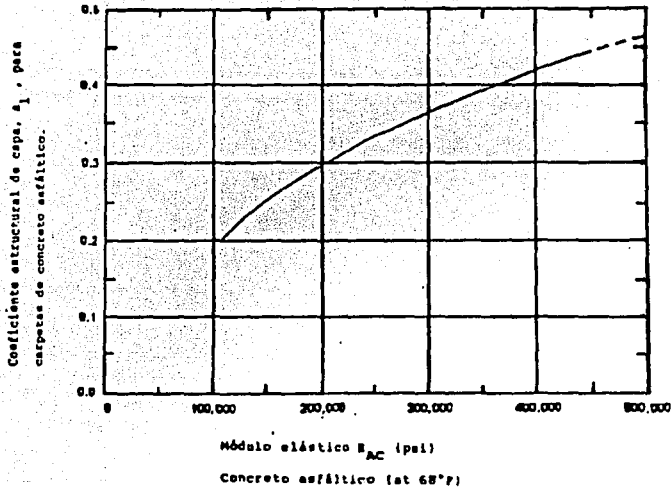


FIGURA 4 - 7 GRAFICA PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE CAPA DE CARPETAS DE CONCRETO ASFÁLTICO DENSAS, BASADAS EN EL MÓDULO ELÁSTICO (RESILIENTE).

En las Figuras 4 - 8⁽⁴⁶⁾ y 4 - 9⁽⁴⁷⁾ se ilustran los nomogramas para obtener los coeficientes de capa recomendados de las bases y sub-bases.

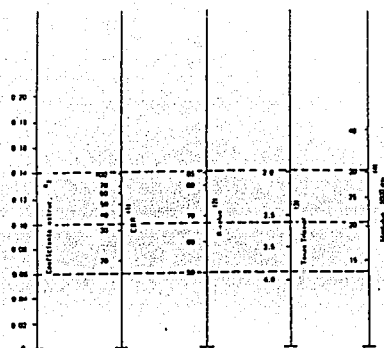
Asimismo en la Figura 4 - 10⁽⁴⁸⁾ se proporciona el procedimiento iterativo para determinar los espesores de capa, una vez que se han elegido los coeficientes de capa y el valor numérico estructural SN.

⁽⁴⁶⁾ ib. p. 46

⁽⁴⁷⁾ ib. p. 47

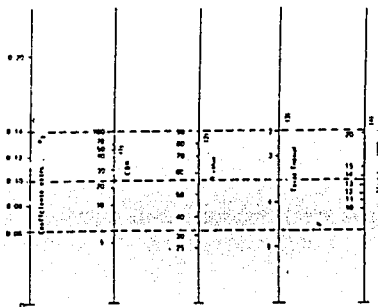
⁽⁴⁸⁾ ib. p. 48

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES



- (1) Escala derivada por las correlaciones promedio obtenidas de Illinois
- (2) Escala derivada por las correlaciones promedio obtenidas de California, New México y Wyoming.
- (3) Escala derivada por las correlaciones promedio obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada de la HCMF, proyecto

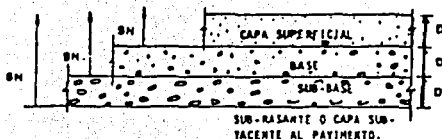
FIGURA 4 - 8 VARIACION EN LOS COEFICIENTES DE CAPA (a_2) DE BASE GRANULAR, CON DIVERSOS PARAMETROS DE RESISTENCIA DE LA BASE.



- 1. Escala derivada por las correlaciones de Illinois
- 2. Escala derivada por las correlaciones del Instituto de Asfalto, California, New México y Wyoming.
- 3. Escala derivada por las correlaciones obtenidas de Texas.
- 4. Escala derivada de la HCMF, proyecto (3).

FIGURA 4 - 9 VARIACION EN LOS COEFICIENTES DE CAPA (a_3) DE BASE GRANULAR, CON DIVERSOS PARAMETROS DE RESISTENCIA DE LA SUB-BASE.

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES



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

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

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

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

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

- 1) a, D, m and SN_i ESTAN DEFINIDOS EN EL TEXTO Y SON LOS VALORES MINIMOS REQUERIDOS
 2) EL ASTERISCO (*) SOBRE LA D O SN, REPRESENTA EL VALOR ACTUALMENTE UTILIZADO QUE ES IGUAL O MAYOR AL VALOR REQUERIDO.

FIGURA 4 -10 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LOS ESPESORES DE CAPA MEDIANTE EL ANALISIS POR APROXIMACIONES.

En cuanto a las condiciones de drenaje se proporcionan en la Tabla 4 - 4⁽⁴⁹⁾ y 4 - 5⁽⁴⁹⁾, valores de espesores mínimos recomendados de capa, así como un ejemplo de registro de valores que se van obteniendo en el proceso de diseño.

Finalmente se proporcionan en la Tabla 4 - 6⁽⁴⁹⁾ valores de espesores mínimos recomendados de capa.

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

CALIDAD DEL DRENAJE	TIEMPO EN QUE EL AGUA LIBRE ES REMOVIDA
Excelente	2 horas
Buena	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Muy pobre	Agua retenida que no drena

TABLA 4 - 4.

CALIDAD DEL DRENAJE	PORCIENTO DEL TIEMPO EN QUE LA ESTRUCTURA ESTA EXPUESTA A NIVELES DE HUMEDAD CERCANOS A LA SATURACION.			
	MEJOR QUE 1 %	1% - 5 %	5% - 25 %	MAYOR DE 25 %
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Buena	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

TABLA 4 - 5 VALORES m_i RECOMENDADOS PARA MODIFICAR LOS COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE CAPA EN MATERIALES DE BASE Y SUB-BASE SIN TRATAR, DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.

No. DE TRANSITO	CONCRETO ASFALTICO	BASE DE AGREGADOS
Menor de 50,000	1.0 o Tratamiento superficial	4
50,001-150,000	2.0	4
150,001-500,000	2.5	4
500,001-2,000,000	3.0	6
2,000,001-7,000,000	3.5	6
Mayor de 7,000,000	4.0	6

TABLA 4 - 6 ESPESORES MINIMOS EN PULGADAS

METODO DE DISEÑO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA

4.4 Generalidades.

El Instituto Ingeniería realiza investigaciones sobre pavimentos flexibles dentro de un programa general encaminado a obtener criterios adecuados a las condiciones del país en aspectos relacionados con diseño, construcción, reconstrucción y modernización de carreteras.

La finalidad de este instructivo es proporcionar lineamientos para el diseño o refuerzo de carreteras con pavimento flexible, en climas tropicales, secos y subtropicales, de acuerdo con los resultados obtenidos en las investigaciones.

La experimentación 1962-1980 realizada a escala natural, tanto en laboratorio como en carreteras típicas, avale el criterio teórico desarrollado; sin embargo, al destacar los conceptos generales que influyen en el comportamiento estructural de carreteras, a fin de que el proyectista pueda hacer intervenir de manera sencilla y racional los parámetros de diseño que se ajusten a las condiciones particulares del problema y obtener así alternativas de diseño para decidir sobre la más adecuada.

En el método destacan los conceptos de comportamiento a fatiga de las diferentes capas que constituyen la carretera, el criterio de sección estructural de resistencia relativa uniforme, y el tratamiento probabilístico para establecer niveles de confianza respecto a la falla.

Además, los conceptos aplicados para valuar los coeficientes de daño en términos de esfuerzos a diferentes profundidades, constituyen un avance con relación a los factores empleados usualmente, que son de carácter empírico y no toman en cuenta ni las presiones de contacto ni la profundidad de la capa en que se analiza el deterioro.

En el método de diseño se relacionan resistencias críticas en el lugar contra aplicaciones de carga estándar esperadas en la vida de proyecto de la carretera.

El criterio de diseño está limitado al caso típico de las estructuras empleadas en México, donde el espesor de proyecto de las carpetas de concreto asfáltico rara vez excede de 7.5 cm y las demás capas de la carretera están constituidas por materiales granulares o suelos finos estabilizados mecánicamente por compactación. En el caso de carpetas asfálticas varían las hipótesis de diseño y deberán tomarse en cuenta los esfuerzos radiales que pueden producir fallas por fatiga a la tensión en el concreto asfáltico. De manera semejante, en el caso de bases y sub-bases estabilizadas con asfalto, cal o cemento, se requiere investigación complementaria.

Para el caso en que se presente deformabilidad perjudicial del terraplén causada por cambios volumétricos, asentamientos o consolidación, el diseño consistirá fundamentalmente en controlar las deformaciones del terraplén mediante técnicas de

mecánica de suelos, seguido por recomendaciones sobre el espesor de un pavimento deseable, a fin de transmitir los esfuerzos a las terracerías y suelo de cimentación en condiciones adecuadas. En lugares donde la excesiva deformabilidad no se pueda controlar, es conveniente efectuar el diseño por etapas planeadas de pavimentos más ligeros que los que resultarían para vidas de proyecto prolongadas, ya que en esos casos la falla del pavimento será producida por la de formación de las capas de cimentación y no por el tránsito.

Las variables que intervienen en el diseño de un pavimento flexible son numerosas y tienen interacción; por tanto, un proyecto adecuado debe analizar el problema desde un punto de vista general. Entre las diferentes variables pueden mencionarse⁽⁵⁰⁾:

- a) Estructurales. Incluyen características relativas a cada una de las capas que constituyen la carretera, como espesores, resistencia y deformabilidad en las condiciones esperadas de servicio.
- b) De carga. Se refieren a los efectos producidos por el tránsito mezclado al circular por la carretera. En este caso son importantes los datos relacionados con el tránsito medio diario anual, tasa de crecimiento anual, cargas por eje sencillo o múltiple, histograma de distribución del tránsito en la sección transversal del camino, y vida de proyecto del pavimento antes que la carretera requiera una reconstrucción, en cuyo caso debe definirse de antemano el criterio de falla del pavimento.

Para simplificar esta información, y poderla presentar en gráficas de diseño, generalmente el tránsito mezclado se transforma en tránsito equivalente en ejes sencillos, mediante factores teóricos o empíricos.

Las condiciones que constituyen la falla del pavimento normalmente se definen de acuerdo con la deformación permanente acumulada a través de la vida de servicio; sin embargo, para condiciones de tránsito intenso, muchas veces puede constituir suficiente motivo de rechazo una deflexión elástica alta en la carretera que produzca agrietamiento importante.

- c) De clima y condiciones regionales. Las características geológicas de los materiales que constituyen la carretera dependen de la temperatura, régimen de precipitación, precipitación media anual, nivel freático, geología y topografía de la región.
- d) De conservación. Un buen mantenimiento garantiza que las variaciones en las características constructivas de los materiales sean mínimas, no obstante, el costo puede ser excesivo. La ausencia de conservación implica cambios fuertes y normalmente un deterioro acelerado del camino. La solución adecuada debe escogerse entre ambos extremos.

⁽⁵⁰⁾ Corro S. Magallanes R. Prado G. Instructivo para diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras. II (444) UNAM. 1981. p 15

El proyecto debe fijar el tipo de conservación requerido, tanto para fines de estimación del costo de la solución como para establecer los parámetros de resistencia de los materiales.

- e) Comportamiento. Un pavimento adecuado es el que llega a la falla funcional después de haber resistido el tránsito de proyecto a la calificación mas alta posible y al menor costo relativo.

El comportamiento del pavimento depende de la interacción entre las características estructurales, solicitaciones del tránsito, clima, condiciones regionales y tipo de conservación aplicado.

La falla funcional ocurre cuando el índice de servicio actual, o la estimación de la calificación media de los usuarios del camino, es menor de 2.5 en la escala de cero a cinco.

- f) Criterios de decisión. Incluye numerosos factores que van desde la disponibilidad de fondos, costos, confiabilidad y economía de la obra, seguridad y calidad de operación, hasta tipos de conservación deseables.

4.5 Consideraciones de diseño.

Las variables más importantes a considerar para el diseño estructural de un pavimento, como en todas las estructuras, son las propiedades de los materiales a emplear, las solicitaciones o cargas a que será sometida, y los factores externos que influyen en el funcionamiento del sistema.

La correcta determinación de dichas variables de diseño es una de las tareas más importantes para el diseño de pavimentos.

Las nuevas tendencias en el desarrollo de los criterios teórico - experimentales para el diseño estructural de pavimentos requieren que la determinación de las variables de diseño sea de acuerdo con las condiciones reales de servicio esperadas del pavimento.

Para el caso de pavimentos, la carga se encuentra representada por las solicitaciones de los vehículos, a las que se hace referencia como tránsito.

Las características mecánicas dependen del tipo de suelo de cimentación y de los materiales empleados en cada una de las capas de la estructura.

Los factores externos más importantes que afectan el comportamiento del pavimento son el clima y las condiciones geográficas del lugar, tales como la topografía, profundidad del nivel freático, drenaje, etc.

Es importante mencionar que para el análisis y la selección de la mejor alternativa en el diseño de un pavimento, intervienen variables económicas, políticas, ambientales, sociales y estrategias de conservación del camino.

Se hablará sólo de las variables que intervienen de forma directa en el diseño estructural de un pavimento, es decir resistencia, tránsito, materiales, clima, nivel de confianza, normas de calidad y requisitos mínimos.

- a) Resistencia⁽⁵¹⁾. El criterio de diseño desarrollado es general y puede adaptarse a diferentes indicadores de resistencia, como pruebas triaxiales o de placa, en condiciones estáticas o dinámicas. Por razones de aplicación práctica se utiliza el valor relativo de soporte crítico (VRS_Z) para estimar la resistencia de las bases, sub-bases y terracerías.

Estimación del valor relativo de soporte crítico se mide en términos del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo durante la vida útil, de la carretera (VRS_Z). Por tanto, la resistencia es una variable que depende de las características del suelo, condiciones climatológicas, drenaje, procedimientos de construcción y conservación, así como de las variaciones de dichos factores a lo largo de la carretera y de su vida deservicio.

El valor relativo de soporte crítico para diseño (VRS_Z) se determina mediante:

$$VRS_Z = VRS (1 - 0.84V)$$

Donde:

VRS = Valor relativo de soporte esperado en el campo bajo condiciones medias.

V = Coeficiente de variación que incluye la incertidumbre debida a los factores mencionados.

0.84 = Coeficiente para un nivel de confianza de 80 % en la estimación del VRS_Z.

Para estimar el valor relativo de soporte crítico (VRS_Z) se recomienda:

1. Zonificar la carretera tomando en cuenta condiciones climatológicas y geotécnicas, diseños estructural y geométrico, así como procedimientos de construcción y conservación. De acuerdo con este concepto de zonificación, debe aclararse que VRS_Z es un índice de resistencia el cual debe asociarse a un trazo de carretera cuya longitud depende de la homogeneidad de los factores mencionados anteriormente.

⁵¹⁾ ib. p.18

Se considera que el diseño basado en el análisis independiente de puntos aislados a lo largo de la carretera, tiene la gran desventaja de que se pierde de vista el problema general aun cuando el número de pruebas realizado sea excesivo. Por otra parte, desde el punto de vista constructivo, no es conveniente cambiar el diseño de la carretera en tramo cortos, ya que afecta desfavorablemente los costos y rapidez del trabajo.

En consecuencia, para estimar la resistencia de diseño se sugiere realizar pruebas que permitan obtener una perspectiva amplia de un tramo homogéneo, y analizar los resultados con base en los aspectos generales asociados en esa zona a la construcción de la carretera la cual podría abarcar varios km de longitud.

Conviene emplear el sistema Koppen-Geiger (Figura 4 - 11⁽⁵²⁾) para regionalizar la República y estimar adecuadamente los factores de adversidad debidos a condiciones climatológicas.

2. Estimar las condiciones de contenido de agua de los materiales, prevaleciente en el camino, con base en la experiencia regional y en las características físicas, de los materiales.

Dentro de este aspecto podría aprovecharse la gran experiencia del Laboratorio de Investigación de Transporte y Carreteras de Inglaterra (TRRL), acerca del comportamiento de caminos en climas tropicales y subtropicales.

3. Realizar pruebas de laboratorio que reproduzcan dentro de lo posible las condiciones reales de comportamiento en el campo. Se sugiere cubrir un intervalo amplio, con objeto de observar tendencias generales relacionadas con los cambios en el valor relativo de soporte de los materiales, al variar los pesos volumétricos secos y los contenidos de agua. Para esto pueden seguirse criterios similares, en filosofía a los del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos de Norteamérica (CE) y del Laboratorio de Investigación de Transporte y Carreteras de Inglaterra.

Con el criterio del TRRL, es posible desarrollar gráfica, para tramos homogéneos de carretera, de relaciones peso volumétrico seco-contenido de agua-VRS.

4. Considerar la variabilidad de la resistencia de los materiales en el camino, ya que esta no solo depende de la variación de las características del material, si no también de la heterogeneidad en la construcción, conservación y condiciones de drenaje. Estos estudios

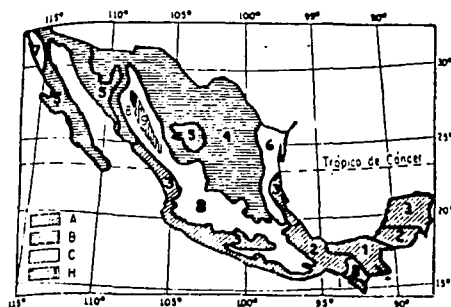
⁽⁵²⁾ ib. p. 73

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

se pueden simplificar mediante la zonificación y manejo estadístico de los datos.

La corrección por este concepto no debe emplearse si el VRS_2 es un al mínimo, como pudiera ser el caso sí, al emplear el método del CE o del TRRL, se elige el mínimo probable dentro de las condiciones esperadas en el camino; esto es, para el mayor contenido de agua posible y el mínimo peso volumétrico seco. Si la resistencia de la carretera varía durante su vida de servicio, y el manejo es significativo, el análisis puede dividirse en varias etapas.



CLIMAS			
A	TROPICAL	Afa	1 Equatorial tipo amazónico caloroso regular
		Amn	2 Subecuatorial tipo sudanés caloroso regular
		Awh	3 Tropical tipo saheliano variaciones térmicas
B	SECO	BSh	4 Estepario tipo saheliano o tipo árido caloroso o templado medio, oscilaciones térmicas sensibles
		BWh	5 Desértico tipo saheliano extremado
C	SUBTROPICAL	Cfa	6 Subtropical mediterráneo influencia de monzón tipo chino caloroso medio oscilaciones térmicas notables
		Cwb	7 Mediterráneo tipo ibérico templado medio variaciones secas y calientes
		CWh	8 Subtropical de altura tipo mediterráneo templado regular
H	DEMONTAÑA	H	9 De montaña, extremado tipo alpino

PRIMERA LETRA	A, C, D Suficiente calor y precipitación para el crecimiento de árboles grandes.
	A. Climas tropicales. Todas las temperaturas medias mensuales mayores de 18 °C.
	B. Climas secos. Fronteras determinadas mediante las gráficas T-R.
	C. Climas templados calorosos. Temperatura media del mes más frío entre 18 °C y 3 °C.
SEGUNDA LETRA	D. Climas de nieve. Temperatura media del mes más caloroso mayor de 10 °C, del más frío menor de -3 °C.
	E. Climas polares. Temperatura media del mes más caloroso menor de 10 °C.
	S. Clima estepario.
	W. Clima desértico.
TERCERA LETRA	T. Suficientemente precipitación todos los meses.
	m. Clima de nieve. Si pasar de una estación seca a tiempo seco en verano.
	w. Tiempo seco en invierno.
	* Fronteras determinadas por gráficas T-R.
	a. Temperatura media del mes más caloroso mayor de 22°C.
	b. Temperatura media del mes más caloroso menor de 22°C.
	c. Menos de cuatro meses tienen medias mayores mayores de 10 °C.
	d. Igual que c, pero la media del mes más frío menor de -38°C.
h. Seco y caliente. Temperatura media anual mayor de 18°C.	
k. Seco y frío. Temperatura media anual menor de 18°C.	
H. Clima de montaña. Extremado tipo alpino.	

FIGURA 4 - 11 CLASIFICACION DE CLIMAS CON BASE EN EL SISTEMA KÖPPEN-GEIGER

b) Tránsito⁽⁵³⁾. Representa el paso de los vehículos sobre el pavimento. Las cargas son transmitidas a través de los neumáticos y el esfuerzo al que sea sometida la superficie del pavimento va a depender de factores como:

1. La configuración y peso total del vehículo.
2. La distribución de la carga por cada eje.
3. La distribución geométrica y características de los ejes.
4. La presión de inflado de los neumáticos.
5. El número de repeticiones y tiempo de aplicación de la carga.

Para el diseño de un nuevo camino se requiere pronosticar el número de vehículos que circularán sobre la carretera a lo largo de todo el periodo de diseño y sus características. En general, existe alta incertidumbre para un pronóstico preciso.

La evolución de los vehículos y la carga transportada durante las últimas décadas ha traído un aumento considerable en las solicitaciones para los pavimentos, difícil de imaginar cuando se diseñaron muchos de los caminos que hoy en día forman parte de las redes carreteras.

Cada método de diseño tiene consideraciones particulares sobre cómo determinarlos y muchos de ellos son empíricos. La mayor parte de ellos se basan en el cálculo del tránsito acumulado, que es el número de repeticiones de carga a la que será sometido el pavimento durante el periodo de diseño.

Para simplificar dicho cálculo se define el concepto de eje equivalente, que consiste en transformar el efecto de los diferentes tipos de vehículos con cualquier distribución de carga, a un daño equivalente medido en términos de ejes equivalentes o "estándar".

El eje estándar es un eje sencillo de 4 neumáticos con una carga de 8.2 ton y una presión de inflado de 5.8 kg/cm² Figura 4 - 12⁽⁵⁴⁾.

⁽⁵³⁾ ib. p. 30

⁽⁵⁴⁾ Corro S, Magallanes R, Prado G. Consideraciones para diseño de carreteras con pavimento flexible. I.I. UNAM, 1981. p. 25

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

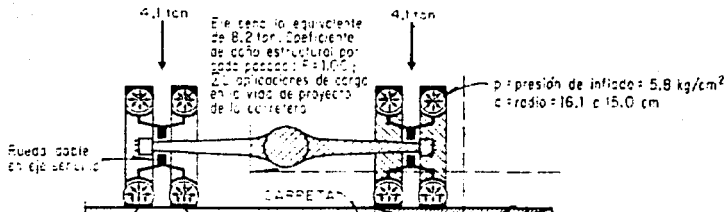


FIGURA 4 - 12 CARACTERÍSTICAS DEL EJE EQUIVALENTE, INCLUYENDO RADIO Y PRESIÓN DE INFLADO DE ACUERDO CON EL METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.

Al eje estándar se le atribuye un coeficiente de daño estructural igual a 1.00, el cual representa una repetición de carga equivalente. En la mayoría de los criterios recientes el factor de daño depende de la relación que guarda un eje cualquiera respecto al eje estándar con un eje cualquiera, mediante la siguiente fórmula:

$$F = \left(\frac{\text{carga de un determinado eje}}{\text{carga del eje estándar}} \right)^n$$

Donde:

F = Factor de daño o equivalencia.

n = exponente que depende del criterio utilizado. En la mayor parte de los métodos en uso dicho factor es empírico y puede tener variaciones importantes. El valor más usual es entre 4 y 7, aun cuando puede ser mayor.

De lo anterior puede verse que la relación no es lineal. A mayores cargas el coeficiente de daño aumenta exponencialmente. Para el caso de un eje doble o "tándem", la carga se distribuye en una superficie mayor, por lo que el esfuerzo que transmite al pavimento es menor para una misma carga. Para un eje doble, la carga que produce el mismo daño estructural que un eje estándar, aplicando un exponente $n = 4$, es de 15 toneladas. En el caso de un eje triple la carga es de aproximadamente 22.5 toneladas.

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Por lo tanto las ecuaciones de cálculo del coeficiente de daño según el tipo de eje son:

Eje sencillo	Eje doble	Eje triple
$F = \left(\frac{\text{carga de un determinado eje}}{8.2} \right)^n$	$F = \left(\frac{\text{carga de un determinado eje}}{15.0} \right)^n$	$F = \left(\frac{\text{carga de un determinado eje}}{2.5} \right)^n$

Para cada tipo de vehículo, de acuerdo con su configuración se debe determinar el porcentaje de la carga que cada eje transmite al pavimento. Con estas cargas por eje y las ecuaciones anteriores se obtiene el factor de daño por eje, lo que permite definir el Factor de Daño Total para cada tipo de vehículo sumando los coeficientes de daño de todos los ejes.

El tránsito esta caracterizado por la variable ΣL o número de aplicaciones de carga estándar previsto al término del plazo de análisis para su calculo se emplea:

$$\Sigma L = (TDPA)(C_D)(C_T) \sum_{i=1}^P C_i [W_i \Sigma d_m + (1 - W_i) \Sigma d_v]$$

Donde:

C_i = Proporción de cada tipo de vehículo (i) en la corriente de tránsito (composición).

C_D = Proporción del número de vehículos en el carril de proyecto (distribución direccional). Se recomienda emplear 0.5 para carreteras de dos carriles, 0.4 a 0.5 para cuatro carriles y 0.3 a 0.4 para seis o mas carriles.

C_T = Coeficiente de acumulación del tránsito al cabo de "n" años de operación, con una tasa de incremento anual de tránsito igual a r.

d_m = Coeficiente de daño del vehículo tipo (i) cargo.

d_v = Coeficiente de daño del vehículo tipo (i) vacío.

TDPA = Volumen de tránsito diario promedio anual en ambas direcciones en el año inicial de operación.

W_i = Proporción de vehículos cargados por cada tipo de vehículos (i).

ΣL = Número de aplicaciones de carga estándar producidas por tipos de vehículos durante "n" años.

El coeficiente de daño de un vehículo a determinada profundidad es la suma de los coeficientes individuales de sus ejes o grupos de ejes a esa profundidad.

Como los coeficientes de daño varían con la profundidad, también varía el tránsito equivalente (ΣL), en problemas de diseño no se conoce la profundidad de cada capa, lo cual plantea teóricamente una dificultad en el proyecto. Para resolver este problema se recomienda diseñar el espesor de carpeta como capa superficial con $Z = 0$ cm o la profundidad que elija el proyectista, verificando si la suposición fue correcta; para determinar el espesor de las capas restantes, se puede calcular ΣL para $Z = 30$ cm. En caso de existir vehículos especiales (no incluidos en el Anexo III⁽⁶¹⁾).

Para el cálculo del tránsito, es necesario clasificar los diferentes vehículos de acuerdo al número, tipo y distribución de sus ejes. En forma analítica se puede determinar el porcentaje de la carga del vehículo que cada eje transmite al pavimento. De esta forma se obtiene el factor de daño por eje para cada tipo de vehículo que se espera circule por el pavimento, lo que permite definir el Factor de Daño Total para cada tipo de vehículo.

A continuación se presenta la Figura que muestra ejemplos de la clasificación de vehículos utilizada en México, de acuerdo con el Reglamento de Pesos y Dimensiones elaborado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, y publicado en el Diario Oficial en 1997 Figura 4 - 13.

El tránsito de proyecto es el tránsito equivalente acumulado durante el periodo de diseño en el carril de proyecto, y depende del número de vehículos que circularán por el camino, la distribución del tipo de vehículos, el número de carriles del camino y del crecimiento esperado del tránsito durante el periodo de diseño. El carril de proyecto es el que soportará el mayor número de repeticiones de carga, y por lo general es el carril externo, donde circulan vehículos más pesados

El Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA) representa el número de vehículos que circulan en promedio cada día, durante un año por el camino en estudio. En el caso de carreteras nuevas es necesario hacer una estimación confiable de él y debe tenerse especial cuidado en identificar si se refiere a una o dos direcciones.

Si el TDPA representa el total de vehículos en ambas direcciones, éste debe distribuirse por sentido y en función del número de carriles en la dirección correspondiente, con el propósito de estimar el porcentaje del TDPA que corresponde a dicho carril de proyecto.

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Para obtener el tránsito equivalente inicial, debe multiplicarse el número de vehículos de cada tipo en el carril de proyecto, por el Factor de Daño Total correspondiente y sumar dichos valores.










CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO	NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS
	A	2	4
	B2	2	6
	B3	3	8 - 10
	C2	2	6
	C3	3	8 - 10
	T2 - S1	3	10
	T2 - S2	4	14
	T3 - S2	5	18
	T3 - R2 - S4	8	34

FIGURA 5 - 13 EJEMPLO DE ALGUNOS VEHICULOS TIPICOS.

Es necesario considerar el crecimiento que tendrá el tránsito inicial durante el periodo de diseño del camino, por lo que se recomienda considerar el tránsito

estimado para el primer año de funcionamiento y una tasa de crecimiento anual, a fin de obtener el tránsito de proyecto. Para dicho cálculo se emplea la fórmula de interés compuesto.

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

Donde:

C_T = coeficiente de acumulación del tránsito.

r = tasa de crecimiento anual del tránsito.

n = periodo de diseño en años.

La tasa de crecimiento anual debe tomar en cuenta el desarrollo global generado por el camino y es un parámetro difícil de estimar. Actualmente en México se emplea una tasa de crecimiento de entre el 3 % y el 5 %, aunque puede variar considerablemente en algunos casos.

- c) Materiales⁽⁵⁵⁾. Un pavimento se puede considerar como un sistema de varias capas de materiales que en conjunto representan una estructura capaz de resistir el efecto del tránsito.

Cada una de las capas tiene dos funciones estructurales:

1. Resistir sin deformación plástica excesiva ni fractura los esfuerzos transmitidos por el tránsito.
2. Redistribuir estos esfuerzos de manera que las capas inferiores, de menor calidad, reciban esfuerzos de magnitud aceptable para su capacidad.

Además deben ser capaces de soportar los efectos del medio ambiente sin deterioro excesivo.

Una parte integral en el desarrollo de métodos de diseño analíticos ha sido la evolución de los procedimientos para la definición de las características de los materiales.

Actualmente los métodos analíticos tienden a basarse en la determinación de las propiedades básicas de los materiales, representadas por características de resistencia y rigidez en condiciones representativas del lugar.

⁽⁵⁵⁾ ib. p. 30

- d) **Clima**⁽⁵⁶⁾. Todo camino se encuentra expuesto a los efectos del medio ambiente. Como se mencionó anteriormente, el pavimento debe ser capaz de soportar las solicitaciones del tránsito y además los efectos adversos del medio ambiente sin afectar el cumplimiento de sus objetivos funcional y estructural.

Los efectos ambientales que afectan al pavimento dependen de una gran variedad de factores. En primer lugar la ubicación geográfica influye en gran medida en las características climáticas de la región. Una carretera atraviesa generalmente por varias regiones que pueden presentar características climáticas muy diferentes.

Una forma recomendable de atacar el problema es dividiendo la zona por la que atraviesa el proyecto en regiones con características similares. Para conseguirlo se puede utilizar la clasificación climática con base en el sistema Köppen-Geiger (Figura 4 - 11⁽⁵²⁾), como lo recomienda el Instituto de Ingeniería.

Después de definir una región con características climáticas similares se debe tener cuidado en definir las condiciones que se presentarán durante el periodo de diseño. Para efectos de diseño se deben considerar las condiciones más desfavorables. Los factores principales que deben tomarse en cuenta son la humedad y la temperatura. Cada uno de ellos afecta de forma particular a cada una de las capas del pavimento.

Es importante conocer el intervalo de temperatura y humedad a las que estará sometido el pavimento en sus condiciones reales de servicio para elegir los materiales de construcción que se adapten mejor a esas condiciones.

Cuando la disponibilidad de materiales es limitada, se debe tener en cuenta la susceptibilidad de los materiales disponibles a los efectos ambientales para adecuar el diseño del pavimento a las condiciones más desfavorables a las que estará sujeto durante el periodo de proyecto.

- e) **Nivel de Confianza**⁽⁵⁷⁾. El nivel de confianza respecto a la falla depende del nivel de confianza elegido por el analista. Aunque teóricamente el nivel de confianza puede variar en forma continua de 0 a 1, para fines prácticos se presentan graficas de diseño entre 0.5 y 0.9 únicamente, las cuales cubren todas las opciones necesarios para casos usuales. A mayor nivel de confianza se tendrán mayores espesores y mejor estructuración; por ejemplo, cambiar de un nivel de confianza a otro mayor puede significar pasar de carpeta de un riego a carpeta de concreto asfáltico.

Para elegir el nivel de confianza, el analista debe tomar en cuenta el tipo e importancia de la carretera, procedimientos y control de construcción, tipo de

⁽⁵⁶⁾ ib. p. 43

⁽⁵⁷⁾ ib. p. 32.

conservación previsto y riesgo que se quiera aceptar. Por ejemplo, un camino secundario, construido y conservado en condiciones adecuadas podría diseñarse con un nivel de confianza 0.6; en cambio, un camino principal de alto tránsito podría proyectarse con nivel de confianza 0.9; por otra parte, si en el camino secundario se prevén condiciones de construcción y conservación malas, el nivel de confianza podría ser tan alto como el del camino principal.

- f) Normas de calidad y requisitos mínimos⁽⁵⁸⁾. Los materiales y procedimientos de construcción cumplir los requisitos mínimos de calidad especificados por la SCT. Además, las variaciones previstas tanto en calidad de materiales como de construcción deben hacer se intervenir en el proyecto a través del coeficiente de variación de la resistencia de los materiales y en el nivel de confianza elegido para el proyecto.

En caso de que las variaciones reales de construcción sean mayores que las previstas en el proyecto, esto repercutirá en resistencias menores que las que intervinieron en el diseño de espesores y la confiabilidad de la estructura será menor que la supuesta.

Las diferentes capas del pavimento deben cumplir con el espesor mínimo fijado por restricciones de tipo constructivo, económico o estructural. El espesor mínimo equivalente de una capa (a, D_i) considerado en este criterio de diseño es el que resulte mayor de:

1. 8 cm para carpeta de concreto asfáltico, o 12 cm para cualquier otra capa.
2. 15 cm para capa de base si la carpeta es de riego de sello.

Los valores relativos de soporte críticos (VRS_Z), en relación con los valores máximos y mínimos permisibles para cada capa son⁽⁵⁹⁾:

CAPA	VRS _{MAX}
Base	120
Sub-base	30
Subrasante	20
Terracería	20

VRS_{MAX}

CAPA	VRS _{MIN}
Base	70
Terracería	3

VRS_{MIN}

⁽⁵⁸⁾ ib. p. 33.

⁽⁵⁹⁾ Corro S. Prado G. Diseño Estructural de Pavimentos Asfálticos incluyendo carreteras de altas especificaciones. I.I UNAM, 1999. p. 10.

4.6 DISEÑO.

Se analiza un problema con el cual se entenderá el procedimiento según las consideraciones de diseño.

Supóngase que se va a proyectar el pavimento de un tramo de carretera de dos carriles, tipo secundario, a nueve años. La carretera está alojada en terreno plano, por lo que sus características geométricas son aceptables. La altura de los terraplenes tienen una media de 0.75 m. El nivel freático en promedio es de 0.80 m de la superficie del terreno natural. La región es de clima subtropical y la precipitación pluvial esta concentrada en los meses de verano.

El suelo es relativamente homogéneo, se trata de un suelo arcilloso (CL), con límite líquido de 45 % índice plástico de 20%, la capa de suelo vegetal es de 20 cm, en promedio.

Los materiales para el pavimento pueden obtenerse de un banco de basalto y de un arroyo cercano, puede disponerse de tres tipos de material: piedra triturada, grava natural y arena arcillosa.

Se estima que le tránsito diario medio anual inicial (TDPA) será de 500 vehículos por día y se incrementará en 7.5 por ciento anualmente. La composición probable del tránsito y la proporción de vehículos cargados y vacíos es la siguiente:

TIPO DE VEHICULOS	COMPOSICION	PROPORCION	
		CARGADOS	VACIOS
Automóviles (A2)	0.339	1.00	0.00
Camiones ligeros (A'2)	0.144	0.60	0.40
Autobuses (B2)	0.097	0.80	0.20
Camiones de dos ejes (C2)	0.274	0.70	0.30
Camiones de tres ejes (C3)	0.072	0.90	0.10
Tractores con semirremolque (T2'S1)	0.025	0.70	0.30
Tractores con semirremolque (T2'S2)	0.049	0.90	0.10

4.6.1 Determinación de las resistencias.

Para tener una comprensión adecuada del comportamiento de las terracerías, conveniente efectuar pruebas de compactación y resistencia en el laboratorio cubriendo intervalos amplios.

El material empleado para formar cada uno de los especímenes utilizados en las pruebas debe obtenerse de diferentes sondeos de tramo, para lo cual es necesario que la carretera este bien zonificada y el material sea homogéneo como lo mencione en consideraciones de diseño(inciso 4.5).

Si se prevén compactaciones del 94 % al 97.5 % respecto a la prueba AASHTO estándar, con humedades de 19 % a 21 % se observa que se obtendrán resistencias de 5 a 17 por ciento. Como la carretera tiene condiciones de drenaje pobres, es muy probable que la humedad de las terracerías este superior al óptimo. Si se considera, de acuerdo con la experiencia regional, que la humedad de equilibrio será 21 % se deduce que la resistencia mínima de la capa subrasante puede estimarse en 5 %. Por experiencias en el lugar, se asigna un $VRS_z = 3$ al despalme del cuerpo del terraplén

Para determinar la resistencia de los materiales que formarán las capas de base y sub-base pueden emplearse criterios similares a los anteriores, o bien pruebas de laboratorio donde se estima el VRS medio y su coeficiente de variación. Sin embargo, es necesario considerar un coeficiente de variación (V) que no solamente refleje las variaciones propias del material sino también la incertidumbre en los cambios del comportamiento real del material, ya sea por degradación, cambios volumétricos, saturación etc; es decir, el coeficiente de variación debe fijarse de acuerdo con las condiciones esperadas en el campo, tomando en cuenta la experiencia regional.

En el ejemplo que se desarrolla las resistencias de los materiales son:

MATERIAL	TRATAMIENTO	VRS	V	VRS _z
A. Piedra triturada	Trituración	140	0.20	116*
B. Grava natural	Cribado	100	0.25	80*
C. arena arcillosa	Ninguno	60	0.30	45*
D. Arcilla subrasante	Mezclado	---	---	5
E. Arcilla cuerpo del terraplén y plantilla	Ninguno	---	---	3

Valor crítico de acuerdo con la ecuación:

$$VRS_z = VRS (1 - 0.84V)$$

Los materiales A y B pueden emplearse en la capa de base, ya que tienen valores relativos de soporte críticos aceptables y cumplen con todas las normas de calidad fijadas.

4.6.2 Determinación del tránsito equivalente.

El tránsito equivalente o número de cargas estándar acumulado al final del período de análisis (ΣL), requiere de la determinación previa de los coeficientes de daño por eje y por vehículo. Como se indicó, estos coeficientes

de daño se determinan gráficamente del nomograma del Anexo II⁽⁶⁰⁾ Figura A1, siguiendo las instrucciones que en el se indican. En el Anexo III⁽⁶¹⁾ se presenta coeficientes de daño para diferentes tipos de vehículos.

Para determinar ΣL en el ejemplo propuesto, los coeficientes de daño se tomaron del Anexo III⁽⁶¹⁾, y se aplico la ecuación:

$$\Sigma L = (TDPA)(C_D)(C_T) \sum_{i=1}^P C_i [W_i \Sigma d_m + (1 - W_i) \Sigma d_v]$$

La Tabla 4 - 7⁽⁶²⁾ resulta conveniente para ordenar los cálculos. El octavo renglón de esta Tabla 4 - 7⁽⁶²⁾ es la sumatoria de la ecuación anterior y en términos generales representa el número medio de ejes equivalentes por cada vehículo que circula por la carretera. En las diferentes zonas del país, sería conveniente relacionar ese número con el tipo de carretera, lo cual simplificaría en gran medida la determinación del tránsito equivalente.

El renglón 10 de la Tabla 4 - 7⁽⁶²⁾ representa el coeficiente de acumulación del tránsito, o sea el número por el que se multiplica el tránsito diario inicial para obtener el número de vehículos que pasan por la carretera en "n" años, considerando una tasa de incremento anual constante. Este coeficiente puede calcularse con la ecuación:

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

O al leer directamente del nomograma del Anexo II⁽⁶⁰⁾ Figura A2 el cual se ilustra en la Figura 4 - 14⁽⁶³⁾.

En el problema propuesto para el diseño de carpetas y bases, se obtiene un tránsito equivalente (ΣL) igual a 1458 578 ejes, suponiendo $Z = 0$ cm. Para el diseño de sub-bases y terracerías, considerando $Z = 30$ cm, el tránsito estándar acumulado (ΣL) es de 767 790 ejes.

⁽⁶⁰⁾ ib. p. 82.

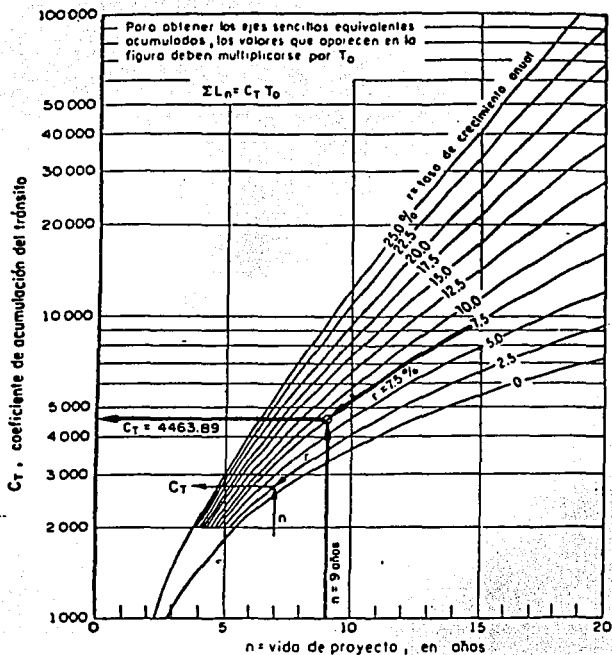
⁽⁶¹⁾ ib. p. 180.

⁽⁶²⁾ ib. p. 75.

⁽⁶³⁾ ib. p. 76

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES



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

C_T : coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual i ;
 T_0 : tránsito equivalente medio diario en el carril de proyecto, durante el primer año de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton
 ΣL_n : tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

FIGURA 4 - 14 EJEMPLO: GRAFICA PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO.

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M. CALCULO DEL TRANSITO ACUMULADO EN FUNCION DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 TON.

CARRETERA:

TRAMO:

SUBTRAMO:

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3=1X2)	COEFICIENTES DE DAÑO		EQUIVALENTES DE 8.2 TON	
		CARGADOS	VACIOS		CARPETA Y BASE z = 0 (4)	SUB-BASE Y TERRACERIAS z = 30 (5)	CARPETA Y BASE (6=3X4)	SUB-BASE Y TERRACERIAS (7=3X5)
A2	0.339	CARGADOS	1.0	0.339	0.004	0.000	0.001	0.000
		VACIOS	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
A'2	0.144	CARGADOS	0.6	0.086	0.536	0.023	0.046	0.002
		VACIOS	0.4	0.058	0.536	0.000	0.031	0.000
B2	0.097	CARGADOS	0.8	0.078	2.000	1.589	0.156	0.124
		VACIOS	0.2	0.019	2.000	0.360	0.038	0.007
C2	0.274	CARGADOS	0.7	0.192	2.000	1.589	0.384	0.305
		VACIOS	0.3	0.082	2.000	0.018	0.164	0.001
C3	0.072	CARGADOS	0.9	0.065	3.000	1.178	0.195	0.077
		VACIOS	0.1	0.007	3.000	0.030	0.021	0.000
T2-S1	0.025	CARGADOS	0.7	0.018	3.000	3.072	0.054	0.054
		VACIOS	0.3	0.007	3.000	0.027	0.021	0.000
T2-S2	0.049	CARGADOS	0.9	0.044	4.000	2.661	0.176	0.117
		VACIOS	0.1	0.005	4.000	0.033	0.020	0.000
SUMA	1.000		7.0	1.000			1.307	0.688
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO n = AÑOS DE SERVICIO = 9					EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO INICIAL (8)			
T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5%					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO (9)			
TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 500					C _T (10)			
CD CARRIL PROYECTO = 0.5					ΣL (11) = (8)(9)(10)			
					250			
					4463.89			
					1458578			
					767790			

TABLA 4 - 7 CALCULO DEL TRANSITO EQUIVALENTE ACUMULADO (ΣL)

4.6.3 Asignación del nivel de confianza.

Como la carretera es secundaria y se estiman buen control de construcción y conservación adecuada, puede elegirse un nivel de confianza relativamente bajo, por ejemplo, $Q_u = 0.70$.

4.6.4 Determinación de espesores.

Para establecer los espesores equivalentes (z_i) mínimo requeridos sobre una capa de material ($i + 1$) se utiliza el nomograma correspondiente al nivel de confianza (Q_u) elegido. Los argumentos de entrada son ΣL y VRS_2 (Anexo II⁽⁶⁰⁾, Figuras A.4 a A.7).

El espesor real de una capa cualquiera (D_i) se obtiene dividiendo el espesor equivalente de dicha capa ($a_i D_i$) entre su coeficiente de resistencia estructural (a_i).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

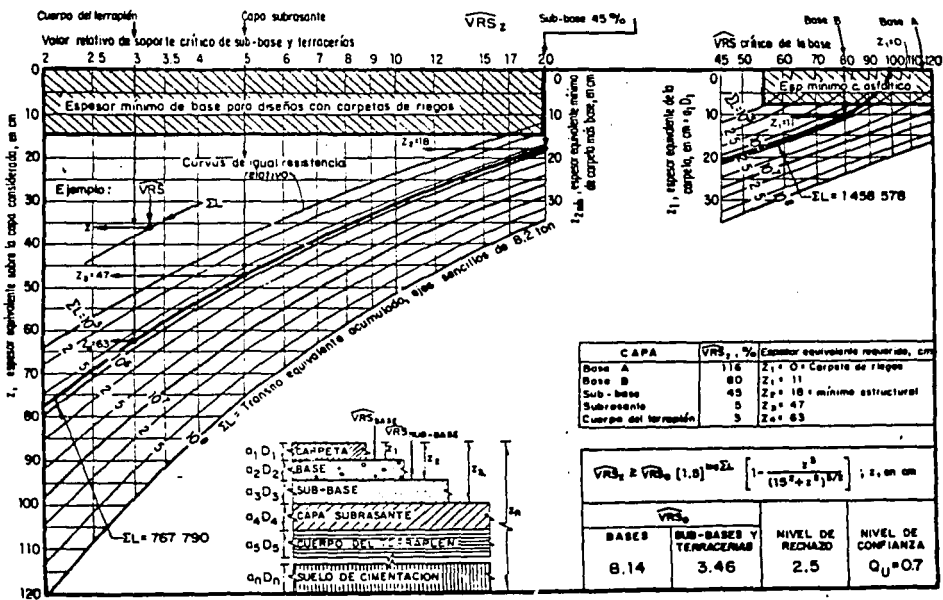


FIGURA 4 -15 GRAFICA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS CON PAVIMENTO FLEXIBLE.

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

En el ejemplo Figura 4 - 15⁽⁶⁴⁾ se utiliza el nomograma de diseño correspondiente al nivel de confianza de 0.70, cuyos resultados se muestran:

MATERIAL DE LA CAPA	VRS ₂	ESPESOR EQUIVALENTE SOBRE LS CAPA, EN CM BASE (CL=1.46X10 ⁶)	SUB-BASE O TERRACERÍA (CL=1.46X10 ⁶)
1. Carpeta	---	---	---
A. Piedra triturada	116	Z ₁ =0	---
B. Grava natural	80	Z ₁ =11	---
C. arena arcillosa	45	---	Z ₂ =18*
D. Arcilla subrasante	5	---	Z ₃ =47
E. Arcilla cuerpo del terraplén y plantilla	3	---	Z ₄ =63

*Para lograr una estructuración adecuada, el criterio de diseño fija un VRS₂ máximo de 20 % para calcular Z₂.

Quando se utiliza base tipo A. se observa que basta un tratamiento superficial para resistir el transito de proyecto. Sin embargo, el analista también puede optar por colocar una carpeta de concreto asfáltico, si por razones de acabado superficial, costo o conservación así lo juzga conveniente.

Para la base B, con menor valor relativo de soporte, es necesario colocar una carpeta con espesor equivalente mínimo de 11 cm (Z₁ = 11 cm)..

Por razones constructivas, cuando se coloca carpeta de concreto asfáltico se recomienda como mínimo un espesor equivalente de 8 cm (4 cm de espesor real si a₁ = 2).

Se sugiere emplear carpetas de concreto asfáltico o tratamientos superficiales bien controlados durante todas las etapas de la construcción. Las mezclas hechas en el lugar, frecuentemente presentan baja estabilidad y acabado superficial inadecuado debido a problemas constructivos; cuando se decida emplear mezclas en el lugar, debe controlarse cuidadosamente el proceso de construcción y asignar un coeficiente de resistencia estructural (a₁ < = 2) compatible con la calidad esperada.

El espesor equivalente de la capa base es igual a la diferencia Z₁ - Z₂. En el ejemplo, la sub-base tiene un VRS₂ = 45, el cual se limita a 20 para fines de diseño, según se indico. Así, Z₂ = 18 cm y por tanto, el espesor de base será:

Z₂ - Z₁ = 18 cm, si se utiliza base A y tratamiento superficial.

Z₂ - Z₁ = 10 cm, cuando se construye una carpeta de concreto asfáltico de 8 cm de espesor equivalente (14cm de espesor real si a₁ = 2), utilizando base tipo A.

⁽⁶⁴⁾ ib. p. 77

$Z_2 - Z_1 = 7$ cm, si se emplea base B, la cual requiere un espesor equivalente de carpeta igual a 11 cm. Por razones constructivas, el espesor mínimo usual es 10 cm, que corresponde al espesor real, ya que $a_2 = 1$.

Para el caso de base tipo B no es posible utilizar tratamientos superficiales ya que el VRS_2 de la base no resiste el tránsito de proyecto bajo esas condiciones.

Para la capa de sub-base el espesor equivalente es igual a la diferencia entre $Z_3 - Z_2$ (Anexo II⁽⁶⁰⁾ Figura A.7); por tanto cuando se emplea base A, el espesor de sub-base es $Z_3 - Z_2 = 47 - 18 - 29$ cm; para el caso de base tipo B, $Z_3 - Z_2 = 47 - 21 = 26$ cm.

De acuerdo con lo anterior, el proyectista puede analizar alternativas, como las que aparecen a continuación y elegir la más adecuada con base en las diferentes variables de diseño.

ESPEORES REALES EN CM						
Diseño	1	3	3	4	5	6*
Carpeta	0	4**	6**	0	4**	0
Base	18A	18A	10B	47 A	39*	18B
Sub-base	29C	29C	25C	--	--	29C
Surasante	16D	16D	16D	16D	16D	16D

* Diseño no factible

** Coeficiente de resistencia estructural del concreto asfáltico $a_1 = 2$

NOTA: Los números indican espesores reales de cada una de las capas; las letras, el tipo de material.

El material B no tiene suficiente resistencia para emplearse con carpetas de riegos, sí no solo como base.

El espesor de la capa subrasante es de 16 cm, con lo que se logra la duración requerida, sin embargo, es práctica común diseñar la capa subrasante por especificaciones construyéndola de 30 cm como mínimo. Teóricamente, esto no le agrega ninguna resistencia al pavimento de acuerdo con el criterio de resistencia relativa uniforme, lo único que se logra es transferir la capa crítica de la terracería a otras capas superiores, lo cual puede resultar ventajoso en el caso de terracerías de mala calidad, donde la incertidumbre es alta.

Para ilustrar lo anterior, puede analizarse la duración a la falla del diseño 2, en el cual se colocó una carpeta de 4 cm de concreto asfáltico (8 cm equivalentes) para mejorar la calidad de rodamiento y reducir la conservación rutinaria, aumentando el espesor de la capa subrasante de 16 a 30 cm. Utilizando el nomograma del Anexo II⁽⁶⁰⁾ Figura A.6, se tiene:

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

CAPA	ESPESOR EQUIVALENTE SOBRE LA CAPA, EN CM.	VRS _z	ΣL
Base A	8	116	6.7X10 ⁶
Sub-base	18	20	0.7X10 ⁶
Subrasante	47	5	0.7X10 ⁶
Terracería	77	3	6.8X10 ⁶

* Nivel de confianza, QU - 0.7

Aquí las capas críticas son la sub-base y la subrasante, con duración probable del orden de 0.7×10^6 ejes estándar. La capa de base que no requiere carpeta para soportar el tránsito de proyecto ($\Sigma L = 1.5 \times 10^6$) resiste un tránsito de 6.7×10^6 ejes equivalentes cuando se incluye carpeta con 4 cm de espesor real; de la misma manera, la terracería al incrementarse el espesor requerido para la capa subrasante, resiste 6.8×10^6 ejes estándar en vez de los ejes equivalentes de proyecto que son 0.8×10^6 , aproximadamente.

CAPITULO V

ETAPAS EN LA CONSTRUCCION DE UNA CARRETERA

CAPITULO V

ETAPAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE UNA CARRETERA

5.1 Generalidades

Las inversiones en obras públicas en las que están incluidas los caminos, deben producir los máximos beneficios a la colectividad con la mínima inversión posible. Una condición primordial para alcanzar este objetivo, es el conocimiento profundo de los problemas y la aplicación de las técnicas apropiadas para resolverlos.

Lo anterior lleva a pensar que sólo deben ejecutarse aquellas obras cuyo proyecto se encuentre completamente detallado en todas sus partes. Para la elaboración correcta de ese proyecto se requiere como base, que todos los estudios se hayan elaborado con la mayor precisión.

Existen algunos principios de carácter universal en los que debe basarse el criterio de proyecto⁽⁶⁵⁾.

1. Son más costosas las fallas de proyecto que se reflejan en una obra ya terminada, que el costo adicional que significarían los estudios necesarios para reducir o eliminar la posibilidad de las fallas.
2. El empleo de una tecnología avanzada, debidamente probada, permite generalmente una economía considerable en la construcción y operación de las obras.
3. Los estudios en el lugar de la obra requieren del esfuerzo continuo, la observación profunda y el registro de todos los datos que intervengan de alguna forma, en el comportamiento de la estructura por proyectarse.

Dentro de la Secretaría de Obras Públicas lo referente al proyecto de carreteras, se ha desarrollado toda una metodología que considera tres etapas⁽⁶⁶⁾: Selección de Ruta, Anteproyecto y Proyecto definitivo.

5.2 Selección de ruta.

Se ha dicho que para completar y definir los datos previos se requiere un levantamiento topográfico, ya sea utilizando los métodos convencionales terrestres o empleando las facilidades de la fotogrametría y las computadoras electrónicas, método al cual se le ha llamado fotogramétrico electrónico.

⁽⁶⁵⁾ SCT, Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, México, 1998, p. 55.

⁽⁶⁶⁾ ibidem.

Para elegir el procedimiento a emplearse deben tomarse en cuenta los cuatro factores determinantes⁽⁶⁷⁾: la vegetación, la configuración topográfica, el plazo de ejecución y la accesibilidad a la zona.

- a) Vegetación. La precisión en el procedimiento fotogramétrico electrónico dependerá de la altura, densidad y tipo de vegetación existente. La altura máxima de una vegetación densa, permisible para emplear directamente el procedimiento fotogramétrico electrónico sin ninguna corrección, es de 0.10 m. Cuando la altura de la vegetación esté comprendida entre 0.10 m y 1.00 m, debe obtenerse la densidad y altura media mediante un recorrido, a fin de aplicarlas a manera de corrección al efectuar la restitución.

Si la altura de la vegetación es mayor que lo antes indicado, el empleo del procedimiento fotogramétrico electrónico dependerá de su densidad. A continuación se presenta una Tabla⁽⁶⁸⁾ que puede utilizarse a manera de guía, para determinar si es posible su empleo.

PROMEDIO ALTURA VEGETACION	PROMEDIO DIAMETRO FOLLAJE	PROMEDIO SEPARACION ARBOLES	NUMERO MAXIMO DE ARBOLES POR HECTARIA APROXIMADA
m	m	m	
5	5	12	60
10	6	15	50
15	7	18	40
20	8	23	20
30	8	29	12

Cuando la densidad de la vegetación sobrepase las cantidades de la tabla anterior, no se podrán observar estereoscópicamente la mayoría de los puntos del terreno y entonces no debe recurrirse al método fotogramétrico electrónico. Al considerar la vegetación alta en la forma citada, debe tenerse en cuenta que la vegetación chica que existe entre ella, cumpla con lo indicado.

Cuando las áreas de vegetación densa son aisladas y representan menos del 50% de la longitud del proyecto, pueden combinarse ambos procedimientos con buenos resultados; es decir, empleando el método fotogramétrico donde la vegetación lo permite y el terrestre en el resto. Como pueden presentarse muchas combinaciones de densidad y altura de vegetación, en estos casos debe predominar el criterio del ingeniero, para elegir el procedimiento adecuado.

⁽⁶⁷⁾ ib. p. 56.

⁽⁶⁸⁾ ib. p. 58.

- b) Configuración topográfica. El terreno, en cuanto a su configuración, se clasifica en plano, lomerío y montañoso. Enseguida se dan las recomendaciones generales para el empleo de uno u otro procedimiento en relación con la configuración del terreno:
1. En terreno plano o lomerío suave, el tiempo que se requiere para el control terrestre es más o menos el mismo que se necesitaría para el trazo definitivo, en caso de que no hubiera necesidad de recurrir a levantamientos preliminares, lo cual es factible con la ayuda de las fotografías aéreas obtenidas con anterioridad. Por lo que, en general, debe usarse el procedimiento convencional o terrestre, por ser más económico y rápido que el fotogramétrico electrónico.
 2. En terreno de lomerío, la elección del procedimiento depende de su costo, el cual a su vez varía con la longitud del camino. Puede decirse como término medio, que el procedimiento terrestre conviene usarse en caminos hasta de unos 30 km de longitud y de ahí en adelante usar el procedimiento fotogramétrico electrónico.
 3. En terreno montañoso, el procedimiento más adecuado es el fotogramétrico electrónico, por ser el más económico, pero quedando limitado su empleo a longitudes de camino mayores de 10 km.
- c) Plazo de ejecución. Cuando el plazo de ejecución del proyecto es corto y la toma de fotografías aéreas no puede realizarse de inmediato, como por ejemplo, cuando las condiciones atmosféricas son desfavorables, generalmente conviene usar el procedimiento terrestre o convencional.
- d) Accesibilidad a la zona. Otro factor que puede hacer variar la elección del procedimiento a seguir, es la dificultad en el acceso a la zona del camino en estudio, ya sea por los costos resultantes de transporte o por el tiempo empleado en movilizar tanto al personal como a sus elementos de trabajo.

5.3 Anteproyecto

Es el resultado del conjunto de estudios y levantamientos topográficos que se llevan a cabo con base en los datos previos, para situar en planos obtenidos de esos levantamientos, el eje que seguirá el camino.

Una vez obtenidos los planos con curvas de nivel a una escala apropiada, se inicia el estudio para el trazo del camino, considerando un número variable de posibilidades, hasta seleccionar la más conveniente que se tomará como tentativa del eje de la carretera, quedando así definidos los alineamientos horizontal y vertical.

El anteproyecto requiere una evaluación razonablemente exacta de la geometría de cada una de las posibilidades para que se juzgue posteriormente la mejor.

Un trazo óptimo es aquel que se adapta económicamente a la topografía del terreno. Sin embargo, la selección de una línea y su adaptabilidad al terreno dependen de los criterios adoptados. Estos criterios a su vez dependen del tipo y volumen de tránsito previstos durante la vida útil del camino, así como de la velocidad de proyecto.

Por consiguiente, una vez clasificada la vía y fijadas las especificaciones que regirán el proyecto geométrico, se debe buscar una combinación de alineamientos que se adapten al terreno, planimetría y altimetría que cumplan los requisitos establecidos.

En ocasiones algunos factores pueden llevar a forzar una línea; entre ellos pueden citarse los requerimientos del derecho de vía, la división de propiedades, el efecto de la vía proyectada sobre otras existentes, los cruces con ríos, las intersecciones con otras carreteras o ferrocarriles, las previsiones para lograr un buen drenaje, la naturaleza geológica de los terrenos donde se alojará la carretera.

Estos factores y otros semejantes que pudieran establecerse, influyen en la determinación de los alineamientos horizontal y vertical de un camino. Alineamientos que dependen mutuamente entre sí, por lo que deben guardar una relación que permita la construcción con el menor movimiento de tierra posible y con el mejor balance entre los volúmenes que se produzcan de excavación y terrapién.

Estos conceptos se reflejan en las siguientes normas generales para los alineamientos horizontal y vertical⁽⁶⁹⁾.

5.3.1 Normas generales para la alineación horizontal.

Existen ciertas normas generales que están reconocidas por la práctica y que son importantes para lograr una circulación cómoda y segura, entre las cuales se pueden citar las siguientes:

1. La seguridad al tránsito que debe ofrecer el proyecto es la condición que debe tener preferencia.
2. La topografía condiciona muy especialmente, los radios de curvatura y velocidad de proyecto.
3. La distancia de visibilidad debe ser tomada en cuenta en todos los casos, porque con frecuencia la visibilidad requiere radios mayores que la velocidad en sí.
4. La alineación debe ser tan direccional como sea posible, sin dejar de ser consistente con la topografía. Una línea que se adapta al terreno natural es

⁽⁶⁹⁾ ib. p. 58.

- preferible a otra con tangentes largas pero con repetidos cortes y terraplenes.
5. Para una velocidad de proyecto dada, debe evitarse dentro de lo razonable, el uso de la curvatura máxima permisible. El proyectista debe tender, en lo general, a usar curvas suaves, dejando las de curvatura máxima para las condiciones más críticas.
 6. Debe procurarse una alineación uniforme que no tenga quiebres bruscos en su desarrollo, por lo que deben evitarse curvas forzadas después de tangentes largas o pasar repentinamente de tramos de curvas suaves a otros de curvas forzadas.
 7. En terraplenes altos y largos sólo son aceptables alineaciones rectas o de muy suave curvatura, pues es muy difícil para un conductor percibir alguna curva forzada y ajustar su velocidad a las condiciones prevalecientes.
 8. En camino abierto debe evitarse el uso de curvas compuestas, sobre todo donde sea necesario proyectar curvas forzadas. Las curvas compuestas se pueden emplear siempre y cuando la relación entre el radio mayor y el menor sea igual o menor a 1.5.
 9. Debe evitarse el uso de curvas inversas que presentan cambios de dirección rápidos, pues dichos cambios hacen difícil al conductor mantenerse en su carril, resultando peligrosa la maniobra. Las curvas inversas deben proyectarse con una tangente intermedia, la cual permite que el cambio de dirección sea suave y seguro.
 10. Una alineación con curvas sucesivas en la misma dirección debe evitarse cuando existan tangentes cortas entre ellas, pero puede proporcionarse cuando las tangentes sean mayores de 500 m.
 11. Para anular la apariencia de distorsión, el alineamiento horizontal debe estar coordinado con el vertical.
 12. Es conveniente limitar el empleo de tangentes muy largas, pues la atención de los conductores se concentra durante largo tiempo en puntos fijos, que motivan somnolencia, especialmente durante la noche, por lo cual es preferible proyectar un alineamiento ondulado con curvas amplias.

5.3.2 Normas generales para la alineación vertical.

En el perfil longitudinal de una carretera, la subrasante es la línea de referencia que define el alineamiento vertical. La posición de la subrasante depende principalmente de la topografía de la zona atravesada, pero existen otros factores que deben considerarse también:

1. La condición topográfica del terreno influye en diversas formas al definir la subrasante. Así, en terrenos planos, la altura de la subrasante sobre el terreno es regulada, generalmente, por el drenaje. En terrenos en lomerío se adoptan subrasantes onduladas, las cuales convienen tanto en razón de la operación de los vehículos como por la economía del costo. En terrenos montañosos la subrasante es controlada estrechamente por las restricciones y condiciones de la topografía.
2. Una subrasante suave con cambios graduales es consistente con el tipo de camino y el carácter del terreno; a esta, clase de proyecto debe dársele preferencia, en lugar de uno con numerosos quiebres y pendientes en longitudes cortas. Los valores de diseño son la pendiente máxima y la longitud crítica, pero la manera en que éstos se aplican y adaptan al terreno formando una línea continua, determina la apariencia del producto terminado.
3. Deben evitarse vados formados por curvas verticales muy cortas, pues el perfil resultante se presta a que las condiciones de seguridad y estética sean muy pobres.
4. Dos curvas verticales sucesivas y en la misma dirección separadas por una tangente vertical corta, deben ser evitadas, particularmente en columpios donde la vista completa de ambas curvas verticales no es agradable. Este efecto es muy notable en caminos divididos con aberturas espaciadas en la faja separadora central.
5. Un perfil escalonado es preferible a una sola pendiente sostenida, porque permite aprovechar el aumento de velocidad previo al ascenso y el correspondiente impulso, pero, evidentemente, sólo puede adaptarse tal sistema para vencer desniveles pequeños o cuando no hay limitaciones en el desarrollo horizontal.
6. Cuando la magnitud del desnivel a vencer o la limitación del desarrollo motiva largas pendientes uniformes, de acuerdo a las características previsibles del tránsito, puede convenir adoptar un carril adicional en la sección transversal.
7. Los carriles auxiliares de ascenso también deben ser considerados donde la longitud crítica de la pendiente está excedida y donde el volumen horario de proyecto excede del 20% de la capacidad de diseño para dicha pendiente, en el caso de caminos de dos carriles y del 30% en el caso de caminos de varios carriles.

8. Cuando se trata de salvar desniveles apreciables, bien con pendientes escalonadas o largas pendientes uniformes, deberá procurarse disponer. Las pendientes más fuertes al comenzar el ascenso.
9. Donde las intersecciones a nivel ocurren en tramos de camino con pendientes de moderadas a fuertes, es deseable reducir la pendiente a través de la Intersección; este cambio en el perfil es benéfico para todos los vehículos que den vuelta.

5.3.3 Combinación de las alineaciones horizontal y vertical.

Las alineaciones horizontales y verticales no deben ser consideradas independientes en el proyecto, puesto que se complementan el uno al otro. Si uno de los dos alineaciones presenta partes pobremente proyectadas, éstas influyen negativamente tanto en el resto de ese alineamiento como en el otro. Por lo anterior, deben estudiarse en forma exhaustiva ambos alineamientos, tomando en cuenta que la bondad en su proyecto incrementará su uso y seguridad.

Es difícil discutir la combinación de las alineaciones horizontal y vertical sin referirse al amplio aspecto de la localización de caminos. Si se supone que la localización general ha sido realizada y que el problema restante es lograr un proyecto armónico entre los alineaciones horizontal y vertical y que obtenido éste, el camino resulta una vía económica, agradable y segura, se tendrá que la velocidad de proyecto adquiere mayor importancia, puesto que en el cálculo es el parámetro que logra el equilibrio buscado.

Las combinaciones apropiadas de las alineaciones horizontal y vertical se logran por medio de estudios de ingeniería y de las siguientes normas generales:

1. La curvatura y la pendiente deben estar balanceadas. Las tangentes o las curvas horizontales suaves en combinación con pendientes fuertes o largas, o bien una curvatura horizontal excesiva con pendientes suaves, corresponden a diseños pobres. Un diseño apropiado es aquel que combina ambos alineaciones ofreciendo lo máximo en seguridad, capacidad, velocidad, facilidad y uniformidad en la operación, además de una apariencia agradable dentro de los límites prácticos del terreno y del área atravesada.
2. La curvatura vertical sobrepuesta a la curvatura horizontal o viceversa, generalmente da como resultado una vía más agradable a la vista, pero debe ser analizada tomando en cuenta el tránsito. Cambios sucesivos en el perfil que no están en combinación con la curvatura horizontal, pueden tener como consecuencia una serie de jorobas visibles para el conductor por alguna distancia. Sin embargo, en algunas ocasiones la combinación de los alineamientos horizontal y vertical pueden también resultar peligrosos bajo ciertas condiciones.

3. No deben proyectarse curvas horizontales forzadas en o cerca de una cima, o de una curva vertical en cresta pronunciada. Esta condición es peligrosa porque el conductor no puede percibir el cambio en el alineación horizontal, especialmente en la noche, porque las luces de los coches alumbran adelante hacia el espacio y en línea recta. El peligro puede anularse si la curvatura horizontal se impone a la vertical, por ejemplo construyendo una curva horizontal más larga que la curva vertical. También puede lograrse usando valores de proyecto mayores que los mínimos.
4. De la misma manera no deben proyectarse curvas horizontales forzadas en o cerca del punto bajo de una curva vertical en columpio, porque el camino da la impresión de estar cortado.

Cuando la curva horizontal es muy suave presenta una apariencia de distorsión indeseable. Muchas veces las velocidades de otros vehículos, especialmente las de los camiones, son altas al final de las pendientes y pueden conducir a operaciones erráticas especialmente durante la noche.

5. En caminos de dos carriles, la necesidad de tramos para rebasar con seguridad a intervalos frecuentes y en un porcentaje apreciable de la longitud del camino, influye en la combinación de ambos alineamientos. En estos casos es necesario proporcionar suficientes tangentes largas, para asegurar la distancia de visibilidad de rebase.
6. En las intersecciones donde la distancia de visibilidad a lo largo de ambos caminos sea importante y los vehículos tengan que disminuir su velocidad o parar, la curvatura horizontal y e, perfil deben proyectarse lo más suave posible.
7. En caminos divididos se pueden emplear diferentes combinaciones de alineación horizontal y vertical para cada sentido de circulación, si la anchura de la faja separadora lo permite.

La coordinación entre las alineaciones horizontal y vertical debe iniciarse en la etapa de anteproyecto, donde pueden realizarse los ajustes correspondientes, mediante estudios exhaustivos. El proyectista deberá utilizar planos de trabajo del tamaño y escala que requiera el estudio; generalmente para la planta se utiliza la escala 1:2000 con curvas de nivel a cada dos metros y para el perfil se usan dos escalas, la horizontal 1:2000 y la vertical 1:200. En este último plano, se acostumbra representar en la parte superior el alineamiento horizontal, con el fin de facilitar el estudio de la coordinación entre ambos alineamientos. En esta etapa el proyectista no debe preocuparse por la precisión en sus cálculos; con algunas excepciones, el estudio debe ser en su mayor parte a base de un análisis gráfico, efectuándolo con el auxilio de cercas o plantillas, teniendo en mente el criterio y especificaciones fijadas sobre todo en lo referente a la velocidad de proyecto, curvatura y pendiente máxima y, como consecuencia, a la distancia de visibilidad. La velocidad de

proyecto puede variar en algunos tramos dependiendo de la configuración del terreno y del tipo y volumen del tránsito previsto.

5.4 Proyecto.

La etapa de proyecto se inicia una vez situada la línea más conveniente del camino, que permiten definir las características geométricas del camino, las propiedades de los materiales que lo formarán y las condiciones de las corrientes que cruza.

Con respecto a las características geométricas, los estudios permitirán definir la inclinación de los taludes de cortes y terraplenes y las elevaciones de subrasante.

Referente a las propiedades de los materiales que formarán las terracerías, fuentes de abastecimiento, utilización, tratamiento y equipo que analizamos en el capítulo II.

La SCT establece "Términos de Referencia" con el fin de que se establezca una coordinación adecuada del estudio y proyecto de la línea definitiva del camino para unificar criterios y el análisis técnico para seleccionar la solución mas adecuada para el pavimento.

Los "Términos de Referencia" deberán presentar las características y especificaciones señaladas a continuación⁽⁷⁰⁾:

A. GENERALIDADES

Carretera:

Tramo:

Km:

Origen:

A.1. OBJETIVO

Es estudio tendrá como finalidad la construcción del pavimento para el tramo carretero, que cumpla con los Términos de Referencia de Estudios de Evaluación de Pavimentos y Proyectos Ejecutivos de los tramos carreteros y las Bases de Licitación de SCT; observando los siguientes aspectos:

⁽⁷⁰⁾ Idem, Normativa para la infraestructura del transporte, México, 2000, p. N-PRY-CAR-1-03-001/00.

A.2. COORDINACION

La SCT, contrata los estudios y proyectos para la ejecución de las obras del tramo carretero. Con el fin de que se establezca una coordinación adecuada entre la empresa proyectista, la revisora de tales trabajos y la SCT, deberá realizarse una visita conjunta al sitio del tramo carretero, se podrá discutir todos los aspectos que se consideren convenientes, y en la que se asienten los acuerdos.

A.3. ALCANCE

Los trabajos realizados deberán contener las siguientes fases:

B.1. Resumen Ejecutivo

Se presenta en un máximo de dos cuartillas una síntesis del resultado del estudio el cual debe incluir un diagnóstico de la situación actual que guarda el tramo en estudio, las características del tránsito, los criterios con que se plantearon las alternativas de solución, la alternativa de solución que se propone adoptar para el desarrollo de la fase de proyecto y sus estrategias de mantenimiento.

B.2. Informes Técnicos

Se hará un planteamiento y estudio de las alternativas de solución (tres como mínimo) para la construcción del tramo carretero considerando períodos de vida útil de 15 años.

B.2.1 Informe Fotográfico

Se realiza un informe fotográfico en el cual se pueda apreciar el tipo de terreno, cobertura vegetal en el entorno, estabilidad de cortes, terraplenes y las zonas de erosión.

B.2.2 Hidrología

Se realiza un informe de las precipitaciones que permitirá medir la entrada, acumulación y salida del agua.

B.2.3 Estudio de Drenaje de las Obras Complementarias

Se estudia las obras necesarias para la recolección y evacuación de las aguas superficiales como son las cunetas, contracunetas, bordillos, lavaderos y otras.

B.2.4 Estudio de problemas de Erosión

Se realiza un informe en el cual se explica si hay o habrá zonas de erosión y como se controlaran ya sea mediante la plantación de hierba y árboles que formen un fuerte sistema de raíces o extendiendo redes que eviten las perdida de roca y suelo.

B.2.5 Estudio de Bancos de Materiales

Se hará la localización de probables bancos indicando su posible empleo, desviación aproximada al camino, tipo de material y volumen aproximado disponible

B.3 Estudio de Pavimento

Los estudios del pavimento se realizarán tomando como marco de referencia los resultados del Informe Técnico existente determinado en los estudios con las condiciones prevalecientes del tránsito en un horizonte de 15 años (período de diseño).

Se realiza un informe para cada alternativa planteada (tres como mínimo) un diseño de los espesores del pavimento para una vida útil de quince años. También se revisará que obligatoriamente se haya aplicado el método AASHTO de 1993 y otro método mas que utilicen VRS.

A todo lo largo del tramo carretero, se explotará el suelo de cimentación a través de los sondeos del tipo de pozo a cielo abierto, excavados con herramientas; estos se ejecutarán a lo largo del eje de trazo a cada 500 m, variando esta distribución a menor distancia cuando la estratigrafía varíe en forma considerable. Los suelos se clasificarán preliminarmente según el criterio propuesto por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se obtendrán muestras alteradas representativas para su ensaye en el laboratorio.

Estos ensayos permitirán determinar los pesos volumétricos secos del lugar de los materiales, mismos que servirán para evaluar los coeficientes de variación volumétrica. Una vez determinado el peso volumétrico, se ampliará y

profundizará el sondeo y sobre la base de los resultados se definirá el uso y tratamiento que se recomendará para el material.

Las muestras alteradas representativas de los materiales tomados de los sondeos efectuados en la línea, así como en los frentes de los bancos, se les realizarán los siguientes ensayos:

1. Granulometría
2. Límites de plasticidad
3. Peso volumétrico seco suelto y humedad
4. VRS estándar
5. Equivalente de arena

Se obtendrá una muestra por sondeo, variando esta cantidad en los casos que la estratigrafía presente variaciones en su clasificación en tal caso se obtendrá y analizará una muestra por cada estrato.

Finalmente, se hará el cálculo respectivo, el cual deberá incluirse en los anexos de estudio.

B.3.1 Curvas de degradación del pavimento

Se realiza el estudio de la degradación del pavimento de las alternativas de solución estudiadas.

B.3.2. Resumen de Alternativas de Solución Estudiadas

Se hará un resumen gráfico de cada alternativa de solución estudiada, en el que se indicará claramente la nueva estructura del pavimento, revisando que en dicho resumen gráfico se incluya lo siguiente:

1. El número y la descripción de la alternativa.
2. Los espesores de las diferentes capas.
3. El presupuesto de la obra, desglosado por capítulos; Terracerías, Obras de Drenaje y Pavimentos.
4. El Plazo de la ejecución de la obra.

B.3.3 Presupuestos de Obra y Costos de la Conservación

Se realiza un presupuesto de obra para cada alternativa de solución estudiada tomando las cantidades de obra aproximadas identificadas en los estudios del pavimento, así como son los presupuestos de la conservación que se formularán para el tramo objeto de los estudios, en forma anualizada, para el periodo de 15 años (periodo de diseño).

B.4 Estudios de Tránsito.

Se realiza los cálculos para llegar a los volúmenes de tránsito normal, tránsito derivado y generado eventual, así como las proyecciones esperadas cálculo del Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA), la composición vehicular y su tasa de crecimiento, Se revisarán también los criterios y fuentes con que se obtuvieron los costos de operación de los distintos vehículos, para las distintas opciones del proyecto, y que el informe contenga los datos estadísticos y de campo suficientes que apoyen los cálculos presentados.

B.5 Alternativa de Solución Seleccionada.

Se realiza un estudio del tramo en cuestión, mediante una descripción de la alternativa de solución seleccionada y que se expresen las consideraciones relevantes de los resultados de los Informes Técnicos, y de los estudios de Tránsito, Económicos y de Impacto Ambiental que influyeron en la adopción de la alternativa.

B.6 Anexos de Estudios

Se realiza en una carpeta por separado, de manera agrupada organizadamente, conforme al índice, de todas las pruebas y muestreos que se efectúan.

C.- PROYECTO.

Se llevarán a cabo los Proyectos Ejecutivos de los elementos que integrarán la alternativa de solución adoptada. Se anexarán los documentos para la licitación de la obra tales como:

1. Los trabajos por ejecutar.
2. El catálogo de conceptos y cantidades de obra.

3. Especificaciones técnicas particulares.

Así como documentos internos para la clasificación y evaluación del proyecto como:

1. Análisis de precios unitarios.
2. Presupuesto.
3. Programa de ejecución y flujo financiero.
4. Análisis beneficio-costos.

Se revisará que se incluya un Informe General del Proyecto como documento de información para los niveles ejecutivos.

C.1 Proyectos Ejecutivos de Drenaje.

C.1.1 Proyectos Ejecutivos de Obras Menores de Drenaje

En los Proyectos Ejecutivos de Obras Menores de Drenaje, se incluirán el listado en el que se indicará la ubicación y tipo de obra a ejecutar, los Planos constructivos de Obras Tipo y de Obras Especiales, en su caso, memorias de cálculo y Generadores de Cantidades de Obra.

C.2 Proyecto Ejecutivo del Pavimento.

Para la alternativa de solución seleccionada, se elaborará un diseño detallado del pavimento incluyendo la memoria de cálculo y Generadores de Cantidades de Obra, con los lineamientos para la elaboración del proyecto ejecutivo.

El Proyecto Ejecutivo del Pavimento contendrá lo siguiente:

1. Consideraciones generales acerca del estado actual.
2. Entorno geográfico.
3. Características del tránsito.
4. Obras drenaje superficial y subterráneo.
5. Protección contra la erosión.
6. Estabilidad de taludes.

7. Impacto Ambiental.
8. Consideraciones de los resultados de la revisión estructural.
9. Descripción de la alternativa de solución adoptada en el Proyecto.

También se revisará que se incluya un larguillo que muestre gráficamente la estructura del pavimento y las secciones transversales, el Procedimiento General de Construcción. Las Especificaciones Técnicas Particulares, que se fijarán en los Trabajos Por Ejecutar, los Planos constructivos de Planta, Perfil y Secciones y que se concentrarán en los Anexos de los Estudios.

C.3- Proyecto Geométrico

En el Proyecto Geométrico del Pavimento se corregirá en el mayor grado posible el alineación vertical y la sección transversal, a fin de proporcionar los mayores niveles de seguridad y comodidad, acordes a las características de los vehículos automotores modernos. Se realizará un levantamiento topográfico del tramo en estudio cuyo trazo se ubique, debidamente referenciado el cual debe incluir los planos de planta general, perfil y secciones del tramo en estudio.

Para conocer las características geométricas de la sección del camino por construir en una longitud de X km, el levantamiento topográfico deberá contener lo siguiente:

- a) Perfil longitudinal. Se levantará el perfil longitudinal del camino sobre un eje, marcándose en campo las estaciones cerradas y las especiales. El perfil se dibujar con escala horizontal 1:2000 y escala vertical 1:200, se presentará en planos con longitud máxima de subtramo de 5 km.

Los planos se presentarán en papel albanene reproducible.

- b) Secciones Transversales de construcción se levantará cada 20 m mas las especiales, referidas al perfil longitudinal. Se dibujarán en escala 1:100 y se presentarán con la mismo división de subtramos del perfil.

Los planos se presentarán el papel milimétrico o en albanene reproducible.

C.4 Proyecto de Señalamiento y Dispositivos de Seguridad Vial.

El proyecto de señalamiento horizontal y vertical y de los dispositivos de seguridad vial se realizará conforme a lo dispuesto en el Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras de la SCT. Se revisará que se Incluya; una planta de señalamiento en la que se indique el tipo, nomenclatura y ubicación de cada una de las señales existentes, de las faltantes y de las necesarias para reponer las dañadas o en mal estado.

C.5 Planos Constructivos y Datos de Construcción.

Se hará una relación de los planos constructivos, según el caso, Planta, Perfil, Secciones; Obras de Drenaje, de Drenaje Subterráneo, de Drenaje Superficial, de Protección Contra la Erosión, para la Estabilidad de Taludes, Secciones Estructurales del Pavimento, Plantas de Señalamiento, etc., que forman parte integrante del proyecto, en la que se indique la referencia del anexo en que se encuentran.

C.6 Trabajos por Ejecutar.

Se incluirá el documento convencional empleado en las licitaciones de Obra Pública, en el cual deberán describirse las obras objeto del concurso, las consideraciones que debe hacer el contratista como mano de obra, acarreo, regallas. También deberá incluir los procedimientos de construcción para los conceptos de: terracerías, obras de subdrenaje, obras de drenaje, obras complementarias de drenaje, pavimentos, construcción de capas especiales, así como de sub-bases, bases, y carpeta, señalamiento, espesores, dosificaciones, requerimientos de calidad para los diferentes materiales que integren la sección estructural y sus obras auxiliares, normas de ejecución para todas las obras que requiere el proyecto, cuadro de bancos de materiales sugeridos, con sus características, así como las especificaciones particulares y todos los planos de proyecto que se requieren para realizar la obra.

C.7 Catálogo de Conceptos y Cantidades de Obra.

Se incluirá en el documento convencional empleado en las licitaciones de obra pública, una memoria de cálculo en la que se incluyen los generadores de las cantidades de obra, o en su caso, la referencia de la procedencia de los volúmenes, También utilizará en el estudio el Sistema Internacional de Pesos y Medidas (SI) y sus abreviaciones normalizados, o el Sistema Métrico Decimal.

C.8 Especificaciones Técnicas Particulares

Se realiza las especificaciones técnicas particulares de todos aquellos detalles e imprevistos que surgen durante la obra.

C.9.- Presupuesto de Obra.

Se realiza el presupuesto de obra, tomando las cantidades de obra de los proyectos, diseños parciales y los precios unitarios analizados en la fase de Estudios.

C.10.- Programa de Ejecución y Flujo Financiero.

Se realiza el Programa de Ejecución y Flujo Financiero, en donde se considerarán los rendimientos del equipo y maquinaria que se empleará en el proceso constructivo, considerando las restricciones que impone el tránsito de vehículos, balanceando ambos factores para lograr que se realice la obra en un periodo técnicamente posible, minimizando los inconvenientes para la seguridad del tránsito y evitando sobre-costos económicos y financieros.

C.1.1 Anexos de los Proyectos.

Se realiza en una carpeta por separado, de manera agrupada organizadamente, conforme al índice de la fase de proyecto todos los documentos de soporte de los estudios, planos constructivos, memorias de cálculo, etc.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

México cuenta con una red carretera que fue diseñado y construido con materiales, técnicas y estructuras inadecuadas para las condiciones de uso actuales y futuras.

El tránsito ha experimentado un cambio sustancial en cuanto al número de ejes y al TDPA lo cual ha provocado que sean rebasadas las condiciones de diseño y nos lleva a daños muy severos en la estructura pavimento.

Se deben tomar en cuenta aspectos que anteriormente no le daban la importancia necesaria como son:

- **Materiales Pétreos.** Realizar trabajos preliminares para la localización de bancos de materiales, al tenerlo ubicado es importante tener una vía de acceso rápida y corta, saber la existencia de minas o canteras en explotación o que hayan sido explotadas para saber su volumen aproximado disponible, tipo de material y su posible empleo.

Los aspectos a considerar para la selección de un banco de materiales son: calidad, accesibilidad, facilidad de explotación, volumen disponible, tratamiento y costos.

Aspecto importante es el probable uso de un tratamiento en un material en especial para cumplir con una buena granulometría además requisitos que debe cumplir formación, clasificación, tamaño máximo de agregado, dureza, cementación y valor relativo de soporte.

Finalmente que material es el conveniente de acuerdo con los aspectos antes mencionados tomando en cuenta los costos de tratamiento, equipo y acarreo.

- **Materiales Asfálticos.** Su importancia radica en las características que proporciona su consistencia, aglutinación y ductibilidad; es sólido o semisólido y tiene temperaturas ambientales al calentarse se ablanda gradualmente hasta llegar a una consistencia líquida.

Estos se emplean en la elaboración de carpetas, morteros, riegos y estabilizaciones, ya sea para aglutinar o ligar materiales pétreos, unir diferentes capas de la estructura del pavimento, estabilizar bases o sub-bases.

También se usa para construir, fabricar o impermeabilizar otras estructuras.

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Se clasifican cementos asfálticos, emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados cada uno de ellos debe de cumplir con especificaciones de acuerdo con su viscosidad, penetración y su ductibilidad.

- Mezclas Asfálticas. Son empleados en la construcción, conservación y rehabilitación de carreteras es un material compuesto de un agregado y un ligante asfáltico.

El agregado es como el esqueleto y proporciona una mayor capacidad de resistencia a la mezcla asfáltica para resistir la deformación permanente debido al tránsito. Las propiedades más importantes granulometría, angulosidad. Forma de partícula, resistencia al desgaste, resistencia al intemperismo, porcentaje de finos y absorción.

Ligante Asfáltico como su nombre lo indica funciona como un agente ligante aglutina los agregados y es impermeable. Proporciona a la mezcla su característica visco-elástica. Las propiedades más importantes consistencia su viscosidad, penetración, ductibilidad y envejecimiento.

El deterioro que sufre una mezcla asfáltica puede ser por deformación permanente cuando la superficie de rodamiento ya no ocupa su posición original, por fisuración por fatiga es un deterioro se produce en la huella donde las cargas son mas pesadas son aplicadas y fisuración por baja temperatura es causado por condiciones adversas del medio ambiente que por la aplicación de cargas de tránsito.

El diseño de pavimentos flexibles por el método AASHTO o el de Facultad de Ingeniería es sin duda un procedimiento completo, basado en una amplia experiencia que vale la pena aplicar, sus conceptos y consideraciones orientan a realizar diseños más racionales, que garanticen una estructura de pavimento mas durable y económica pero no quiere decir que el hecho de un buen diseño es garantía de construcción es necesario siempre considerar los aspectos anteriormente mencionados (materiales pétreos, materiales asfálticos y mezcla asfáltica).

Por tal motivo se considera importante el diseño y la estructuración del pavimento de acuerdo con los termino que establece la SCT para garantizar su buen comportamiento; es necesario además vigilar los aspectos de calidad, procedimientos constructivos, estudios de factibilidad y planeación.

Al llevar acabo un mantenimiento y rehabilitación periódicamente para que la estructura del pavimento siempre ofrezca al usuario un servicio cómodo, seguro y económico.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

1. Corro Caballero, Santiago. Diseño de pavimentos flexibles para carreteras. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, 1965.
2. Corro Caballero, Santiago. Investigaciones en desarrollo sobre diseño de pavimentos flexibles. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, 1967.
3. Corro S, Magallanes R, Prado G. Instructivo para diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, 1981.
4. Corro S, Prado G. Proyecto estructural de pavimentos. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, 1987.
5. Corro S, Prado G. Diseño estructural de pavimentos asfálticos incluyendo carreteras de altas especificaciones. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, 1999.
6. Corro, Santiago, Prado, G y Rangel, A. Caracterización y comportamiento de materiales. Mezclas asfálticas con agregados de río y basalto triturado. México, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1988.
7. Instituto Mexicano del Transporte. Seminario Internacional de Pavimentos. 22 al 24 de agosto 1991.
8. Jeuffroy, Georges. Proyecto y construcción de carreteras. España, 1972.
9. SCT. Manual de proyecto geométrico de carreteras. México, 1998.
10. SAHOP. Instructivo para el diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras. México, 1980.
11. SCOP. Seminario de pavimentos. México, 1974.

12. SCOP. Normativa para la infraestructura del transporte. México, 2000.
13. Sr. McGennis, Robert B, Anderson, R. Michel, Kennedy, Tomhas W. y Solaimanian, Mansour. Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de SUPERPAVE. E.E.U.U. SHRP, 1994.
14. Olivera Bustamante, Fernando. Tecnología el proyecto pavimentos flexibles. México, 1981.
15. Paredes, Elia. Guía para la elaboración de trabajos escolares de investigación. México, 1991.
16. Ramos Medina, Juan E. Materiales Pétreos para pavimentación y sus tratamientos. México, 1974.

ANEXO I
DEFINICIONES

ANEXO I

DEFINICIONES

Para precisar el significado de algunos términos empleados se han formulado las Definiciones de Términos a que se refiere según las consideraciones siguientes:

- a) Comprende los términos que pueden tener varias y distintas acepciones en el lenguaje común.
- b) Comprende las palabras cuyo significado o acepción especial será el que se indica.
- c) Comprende las palabras de otros Idiomas o adaptaciones libres de ellas que, sin equivalencia castellana son, sin embargo, términos de uso común en el medio técnico en que se emplean estas Normas.
- d) No se formulan definiciones de aquellos términos cuyo significado o interpretación son suficientemente conocidos, precisos y claros.

DEFINICIONES EN TERMINOS.

1. ACOTAMIENTO.- Faja contigua a la calzada, comprendida entre su orilla y la línea de hombros de la carretera o, en su caso, la guarnición de la banqueta o de la faja separadora.
2. ALINEAMIENTO HORIZONTAL.- Proyección del eje de proyecto de una carretera sobre un plano horizontal.
3. ALINEAMIENTO VERTICAL.- Proyección del desarrollo del eje de proyecto de una carretera sobre un Plano vertical,
4. AMPLIACION EN CURVA.- Incremento al ancho de corona y de calzada, en el lado interior de las curvas del alineamiento horizontal.
5. BANQUETA.- Faja destinada a la circulación de peatones, ubicada generalmente a un nivel superior al de la calzada.
6. BOMBEO.- Pendiente transversal descendente de la corona o subcorona, a partir de su eje y hacia ambos lados, en tangente horizontal.
7. BORDILLO.- Elemento que se construye sobre los acotamientos, junto a los hombros de los terraplenes, para evitar que el agua erosione el talud del terraplén.
8. CALZADA.-Parte de la corona destinada al tránsito de vehículos.

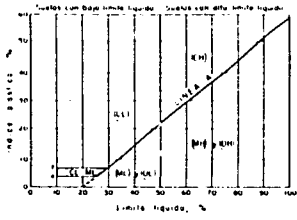
9. CERO.- En sección transversal, punto de intersección de las líneas definidas Por el talud del terraplén o del corte y el terreno natural.
10. CONTRACUNETA.- Canal que se ubica arriba de la línea de ceros de los cortes, para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural.
11. CORONA.- Superficie terminada de una carretera, comprendida entre sus hombros.
12. CUNETA.- Canal que se ubica en los cortes, en uno o en ambos lados de la corona, contiguo a la línea de hombros, para drenar el agua que escurre por la corona y/o el talud.
13. CURVA CIRCULAR HORIZONTAL.- Arco de circunferencia del alineamiento horizontal que une dos tangentes consecutivas.
14. CURVA ESPIRAL DE TRANSICION.- Curva del alineamiento horizontal que liga una tangente con una curva circular, cuyo radio varía en forma continua, desde infinito para la tangente hasta el de la curva circular.
15. CURVA VERTICAL.- Arco de parábola de eje vertical que une dos tangentes del alineamiento vertical.
16. CURVA VERTICAL EN COLUMPIO.- Curva vertical cuya concavidad queda hacia arriba.
17. CURVA VERTICAL EN CRESTA.- Curva vertical cuya concavidad queda hacia abajo.
18. DEFENSA.- Dispositivo de seguridad que se emplea para evitar, en lo posible, que los vehículos salgan de la carretera.
19. DERECHO DE VIA.- Superficie de terreno cuyas dimensiones fija la Secretaría, que se requiere para la construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección y, en general, para el uso adecuado de una vía de comunicación y/o de sus servicios auxiliares.
20. DISEÑO DE UN PAVIMENTO NUEVO.- Consiste en determinar una combinación económica de materiales seleccionados, en función de sus propiedades físicas y espesores adecuados para soportar un tránsito esperado bajo ciertas condiciones ambientales y para un período de vida útil.
21. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE ENCUENTRO.- Distancia de seguridad mínima necesaria para que en caminos de un solo carril, los conductores de dos vehículos, que circulan en sentido contrario, se puedan detener antes de encontrarse.

22. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA.- Distancia de seguridad mínima necesaria para que un conductor que transita a la velocidad de marcha sobre pavimento mojado, vea un objeto en su trayectoria y pueda parar su vehículo antes de llegar a él.
23. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE.- Distancia mínima necesaria para que el conductor de un vehículo pueda adelantar a otro que circula por el mismo carril, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario y se haga visible al iniciarse la maniobra.
24. NORMAS PARA PROYECTO GEOMETRICO.- Disposiciones, requisitos, condiciones e Instrucciones que la Secretaría fija o dicta para la elaboración de sus proyectos geométricos.
25. FAJA SEPARADORA CENTRAL.- Es la zona que se dispone para precaver que los vehículos que circulan en un sentido invadan los carriles de sentido contrario.
26. IMT.- Instituto Mexicano de Transporte.
27. GRADO DE CURVATURA.- Angulo subtendido por un arco de circunferencia de veinte (20) metros de longitud.
28. GRADO MAXIMO DE CURVATURA.- Limite superior del grado de curvatura que podrá usarse en el alineamiento horizontal de una carretera con la sobreelevación máxima, a la velocidad de proyecto.
29. GUARNICIONES.- Elementos parcialmente enterrados que se emplean principalmente para limitar las banquetas, camellones, isletas y delinear la orilla de la calzada.
30. HOMBRO.- En sección transversal, punto de intersección de las líneas definidas por el talud del terraplén y la corona o por ésta y el talud interior de la cuneta.
31. HORIZONTE DE PROYECTO.- Año futuro que corresponde al final del período previsto en el proyecto de la carretera.
32. LAVADERO.- Obra complementaria de drenaje que se construye para desalojar las aguas de la superficie de la carretera y evitar su erosión.
33. LIBRADERO.- Ancho adicional que se da a la corona de las carreteras de un solo carril, en una longitud limitada, para permitir el paso simultáneo de dos vehículos.

34. LONGITUD CRITICA.- Es la longitud máxima de una tangente vertical con pendiente mayor que la gobernadora, pero sin exceder la pendiente máxima.
35. PAVIMENTO.- Es una estructura constituida por varias capas de materiales seleccionados, que tienen por objeto permitir y soportar el tránsito de vehiculos, en forma cómoda, segura y eficiente, con un costo mínimo.
36. PENDIENTE.- Relación entre el desnivel y la distancia horizontal que hay entre dos (2) Puntos.
37. PENDIENTE GOBERNADORA.- Es la pendiente que teóricamente Puede darse a las tangentes verticales en una longitud indefinida.
38. PENDIENTE MAXIMA.- Es la mayor pendiente de una tangente vertical que se podrá usar en una longitud que no exceda a la longitud critica correspondiente.
39. PENDIENTE MINIMA.- Es la menor pendiente que una tangente vertical debe tener en los tramos en corte para el buen funcionamiento del drenaje de la corona y las cunetas.
40. SCOP.- Secretaria de Comunicaciones y Obras Públicas.
41. RASANTE.- Proyección del desarrollo del eje de la corona de una carretera sobre un plano vertical
42. SECCION TRANSVERSAL.- Corte vertical normal al alineamiento horizontal de la carretera.
43. SHRP.- Programa Estratégico de Investigaciones de Carreteras.
44. SOBREELEVACION.- Pendiente transversal descendente que se da a la corona hacia el centro de las curvas del alineamiento horizontal para contrarrestar, parcialmente, el efecto de la fuerza centrífuga.
45. TALUD.- Inclinación de la superficie de los cortes o de los terraplenes.
46. TANGENTE HORIZONTAL.- Tramo recto del alineamiento horizontal de una carretera.
47. TANGENTE VERTICAL.- Tramo recto del alineamiento vertical de una carretera.
48. TRANSICION MIXTA.- Distancia que se utiliza para pasar de la sección en tangente a la sección en curva circular y viceversa.

49. TRANSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL (TDPA)' Número de vehículos que pasan por un lugar dado durante un (1) año, dividido entre el número de días del año.
50. VELOCIDAD DE MARCHA.- Velocidad media de todos o de un grupo determinado de vehículos, obtenida dividiendo la suma de las distancias recorridas entre la suma de los tiempos de recorrido en que los vehículos estuvieron efectivamente en movimiento.
51. VELOCIDAD DE PROYECTO.- Velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un tramo de carretera y que se utiliza para su diseño geométrico.
52. VRS.- Valor relativo de soporte.
53. ΣL .- Número de aplicaciones de carga estándar producidos por tipos de vehículos durante "n" años.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS



CARTA DE PLASTICIDAD

NOMENCLATURA

- U Grava
- A Arena
- CL Arcilla
- OL Material bien graduado
- H Material mal graduado
- U Material de granulos finos uniformes
- L Limo limoso
- CH Arcilla limosa

TIPO DE MATERIAL	UNIDAD	NOMBRE	CANTIDAD PARA EMPLEARSE EN SUB BASES		LÍMITE DE EXPANSIÓN	CARACTERÍSTICAS DE EXPANSIÓN	GRUPO DE CLASIFICACIÓN	PESO SECO (gr/m ³)	LÍMITE DE COMPACTACIÓN
			EN SUB BASES	EN BASES					
SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA	SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA	GW	Grava bien graduada	100%	0%	0%	U	1400	90
		GP	Grava mal graduada	100%	0%	0%	A	1400	90
		GM	Grava bien graduada con limo	100%	0%	0%	A	1400	90
	SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA	GU	Grava mal graduada con limo	100%	0%	0%	A	1400	90
		GC	Grava bien graduada con arcilla	100%	0%	0%	A	1400	90
		SC	Grava mal graduada con arcilla	100%	0%	0%	A	1400	90
SUELOS DE GRANULOMETRÍA FINA	SUELOS DE GRANULOMETRÍA FINA	SW	Suavemente graduado	100%	0%	0%	A	1400	90
		SP	Suavemente graduado con limo	100%	0%	0%	A	1400	90
		SU	Suavemente graduado con arcilla	100%	0%	0%	A	1400	90
	SUELOS DE GRANULOMETRÍA FINA	SM	Mediamente graduado	100%	0%	0%	A	1400	90
		SC	Mediamente graduado con arcilla	100%	0%	0%	A	1400	90
		ML	Mediamente graduado con limo	100%	0%	0%	A	1400	90
SUELOS DE GRANULOMETRÍA MUY FINA	SUELOS DE GRANULOMETRÍA MUY FINA	CL	Clayey low plasticity	100%	0%	0%	A	1400	90
		OL	Clayey low plasticity organic	100%	0%	0%	A	1400	90
		OH	Clayey low plasticity organic highly compressible	100%	0%	0%	A	1400	90
	SUELOS DE GRANULOMETRÍA MUY FINA	CH	Clayey high plasticity	100%	0%	0%	A	1400	90
		OH	Clayey high plasticity organic	100%	0%	0%	A	1400	90
		MH	Mediamente graduado con limo	100%	0%	0%	A	1400	90

© Copyright by the American Society of Civil Engineers

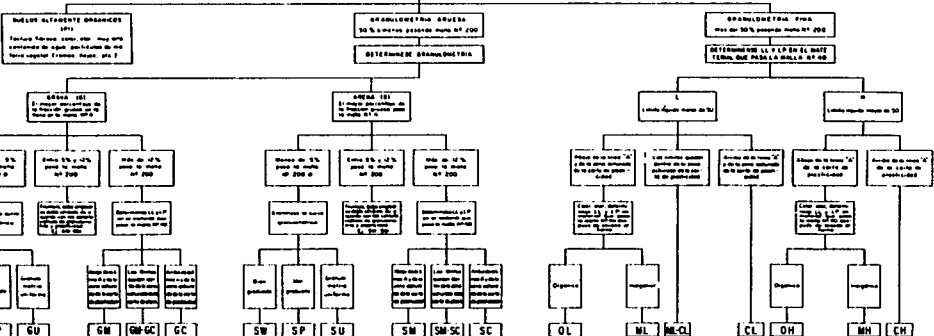
CLASIFICACION DEL SUELO

ARENA FINALES DE GRANULOMETRÍA GUESA - 50 % o menos para la malla # 200
 MATERIALS DE GRANULOMETRÍA FINA - Mas del 50 % para la malla # 200
 GRANA - Material grueso en que el mayor porcentaje de la fracción gruesa se retiene en la malla # 4
 ARENA - Material grueso en que el mayor porcentaje de la fracción gruesa pasa la malla # 4

COMPONENTES DEL SUELO

PIEDRA - Tamaños mayores de 75 mm
 GRAVA - Tamaños que pasan la malla de 75 y se retienen en la malla # 4
 ARENA GRUESA - Tamaños que pasan la malla # 4 y se retienen en la malla # 10
 ARENA DE DIA - Tamaños que pasan la malla # 10 y se retienen en la malla # 40
 ARENA FINA - Tamaños que pasan la malla # 40 y se retienen en la malla # 200
 FINOS - Material que pasa la malla # 200

INSPECCION DE BUN PARA DETERMINAR SI LOS SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA O DE GRANULOMETRÍA FINA SON EN LABOR DE TRABAJO DE SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA O DE GRANULOMETRÍA FINA



NOTA - Las mallas son U S STANDARD

o S - Los tipos interferen con las propiedades de encierro, hinc, ciertos tiempos de bates, tales como GP-GM, etc.

INSPECCION QUE SE SIGUE PARA DETERMINAR LOS SUELOS

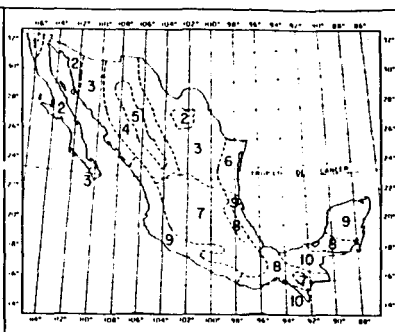
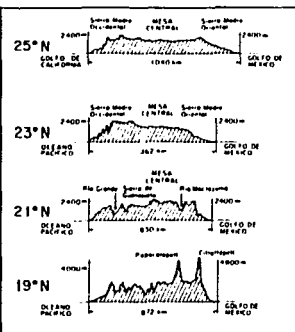
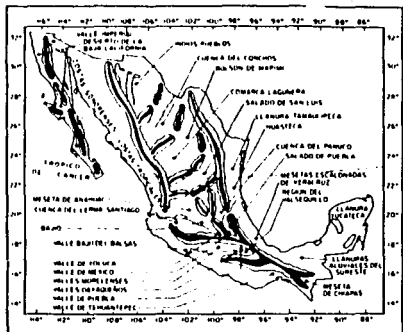
INSPECCION DE BUN PARA DETERMINAR SI LOS SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA O DE GRANULOMETRÍA FINA SON EN LABOR DE TRABAJO DE SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA O DE GRANULOMETRÍA FINA

INSPECCION DE BUN PARA DETERMINAR SI LOS SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA O DE GRANULOMETRÍA FINA SON EN LABOR DE TRABAJO DE SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA O DE GRANULOMETRÍA FINA

INSPECCION DE BUN PARA DETERMINAR SI LOS SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA O DE GRANULOMETRÍA FINA SON EN LABOR DE TRABAJO DE SUELOS DE GRANULOMETRÍA GUESA O DE GRANULOMETRÍA FINA

TESIS CON FALTA DE ORIGEN

136



REGIONES NATURALES

CORTES TRANSVERSALES

CLIMAS

CLIMA	EMPLAZEN TERNOS (1)	EMPLAZEN PLUVIOMETR (2)	TIPO DE TIERRAS (3)	TEMPERATURA Y HIEDRO (4)			PRECIPITA (5) EN MILIMETROS	EMPLAZEN REPRESENTATIVAS	PRINCIPALES REPRESENTATIVAS	
				Maxima	Minima	Mediana				
10	Ecuatorial tipo monzonico	Caluroso regular	Lluvias torrenciales muy abundantes con todo el año	E1 Coahuatlan	25.1	28.0	21.0	2000 a 3000	S. E. de la Republica sin pasar del paralelo 18 excepto refugio de Chapala Llanuras de Tabasco S. E. de Veracruz partes bajas de Chiapas	Villa Hermosa Coahuatlan Tapachula
8	Subecuatorial tipo monzonico	Caluroso regular	Lluvias torrenciales con dias estacionales	E1 Tlaxcala	28.9	27.6	20.8	1000 a 2400	Parte de Campeche parte de Veracruz costas de Yucatan region Istmo	Tehuacan Oaxaca Ciudad Guzman Oaxaca
9	Tropical tipo monzonico	Varaciones termicas	Tropical con lluvias con variaciones en verano y otoño	E1 Arizopaco	27.1	28.6	25.6	inferior a 1000	Costas del Golfo de Abasco hasta Tampico Costa del Pacifico desde Rio Coahuila Cerro Hueso Colinas parte de la Cordera del Balam con toda la Península yucateca	Veracruz Atlixpaco Minatitlan Mazatlan Merida Yucatán Campeche
2	Desertico tipo sahariano	Extremoso	Desertico	F2 Mexcala	21.0	30.8	17.4	60 a 200	Región de Mojave Canyon N. W. de Sonora con toda la Península de Baja California excepto en sus extremos	Uruapan Coahuila San Blas Michoacán La Paz
7	Subtropical de altura tipo mediterraneo	Templado regular	Tropical con lluvias con variaciones en verano y parte del otoño	F1 Mexico	15.5	18.1	12.1	100 a 1000	Altiplano de Anahuac hasta el trópico de Capricornio de Chiapas region montañosa de Oaxaca	Veracruz Puebla Leon Guadalupe Aguascalientes Zacatecas Oaxaca San Cristobal de las Casas
1	Mediterraneo tipo europeo	Templado medio verano-secas y calientes	Mediterraneo con lluvias climaticas en invierno	E1 Ensenada	18.6	20.4	13.0	400 a 700	N. W. de Baja California	Ensenada Tijuana
6	Subtropical mediterraneo con influencia de monsoon tipo chuan	Caluroso medio veranos-secos termicos variables	Tropical con precipitaciones torrenciales con veranos lluviosos calientes en invierno	F1 Ciudad Victoria	21.5	29.0	16.4	aproximado a 1000	Llanuras y costas de Tamaulipas	Matamoros Ciudad Victoria Tampico
3	Eurasiatico tipo monzonico o tipo steppico	Caluroso o templado medio veranos-secos termicos variables	temperado al desertico	F1 Sahuila	18.9	21.8	12.4	100 a 500	Tipo Stepic Mayor parte de las Sierritas de la Mesa del Norte al N del trópico de Cancer partes bajas Sonora y Sahuila Sonora y Patatepec S. de Baja California	San Felipe Sahuila Mexcala Lerdo Guaymas
4	Subalpino de altura tipo mediterraneo	Fuertes variaciones termicas	—	E1 Chihuahua	10.0	28.6	9.1	200 a 700	Faldas de la Sierra Madre Occidental al Norte del trópico de Cancer hasta una altura aproximada de 2000 metros	Chihuahua Parral
5	El mas alto extremo tipo alpino	Extremoso semejante al alpino	—	F1 El Salto	10.5	15.5	5.5	—	Parte alta de la Sierra Madre Occidental El Salto Chihuahua y Durango	San Juan Chihuahua El Salto

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

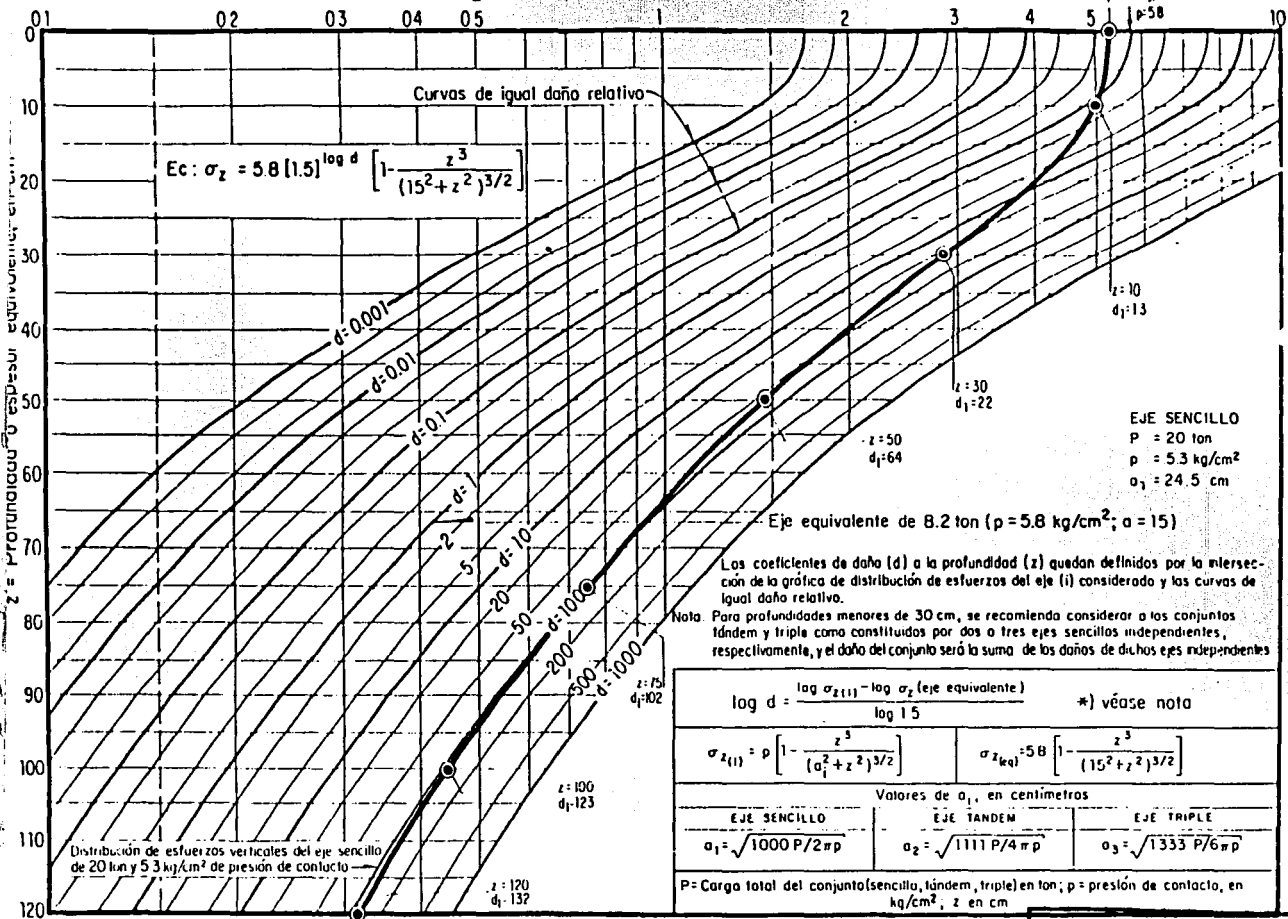
ANEXO II

**GRAFICAS Y TABLAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL Y RECONSTRUCCION
DE PAVIMENTOS FLEXIBLES**

EJEMPLO DE APLICACION

σ_z = Esfuerzo vertical a la profundidad z , en kg/cm^2

$z=0$
 $d_1=06$
 $p=5.3 \text{ kg/cm}^2$
 $\rho=58$



Ec: $\sigma_z = 5.8 (1.5)^{\log d} \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right]$

EJE SENCILLO
 $P = 20 \text{ ton}$
 $p = 5.3 \text{ kg/cm}^2$
 $a_1 = 24.5 \text{ cm}$

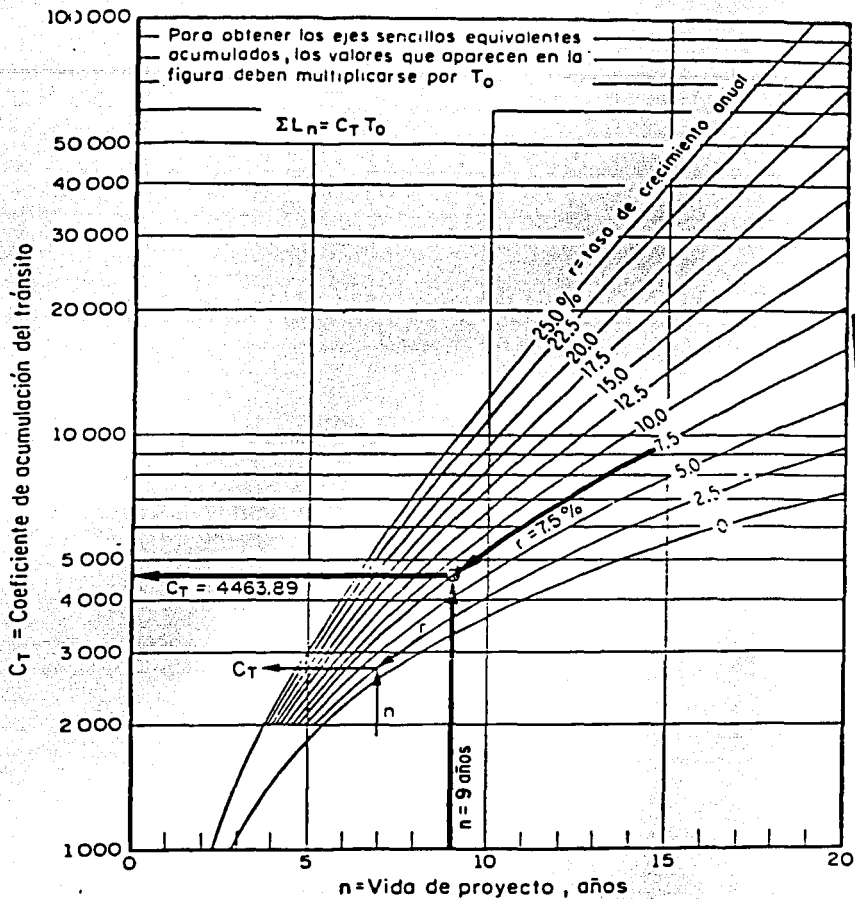
Eje equivalente de 8.2 ton ($p = 5.8 \text{ kg/cm}^2$; $a = 15$)

Los coeficientes de daño (d) a la profundidad (z) quedan definidos por la intersección de la gráfica de distribución de esfuerzos del eje (I) considerado y las curvas de igual daño relativo.

Nota. Para profundidades menores de 30 cm, se recomienda considerar a los conjuntos tándem y tripla como constituidos por dos o tres ejes sencillos independientes, respectivamente, y el daño del conjunto será la suma de los daños de dichos ejes independientes

$\log d = \frac{\log \sigma_{z(1)} - \log \sigma_z (\text{eje equivalente})}{\log 15}$		*) véase nota
$\sigma_{z(1)} = p \left[1 - \frac{z^3}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} \right]$	$\sigma_{z(eq)} = 5.8 \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right]$	
Valores de a_1 , en centímetros		
EJE SENCILLO $a_1 = \sqrt{1000 P/2\pi p}$	EJE TÁNDEM $a_2 = \sqrt{1111 P/4\pi p}$	EJE TRIPLO $a_3 = \sqrt{1333 P/6\pi p}$
$P =$ Carga total del conjunto (sencillo, tándem, tripla) en ton; $p =$ presión de contacto, en kg/cm^2 , z en cm		

Distribución de esfuerzos verticales del eje sencillo de 20 ton y 5.3 kg/cm^2 de presión de contacto



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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

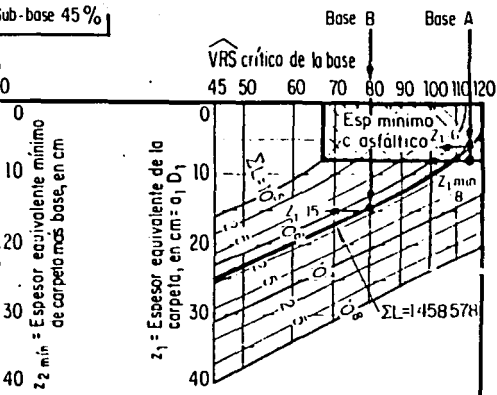
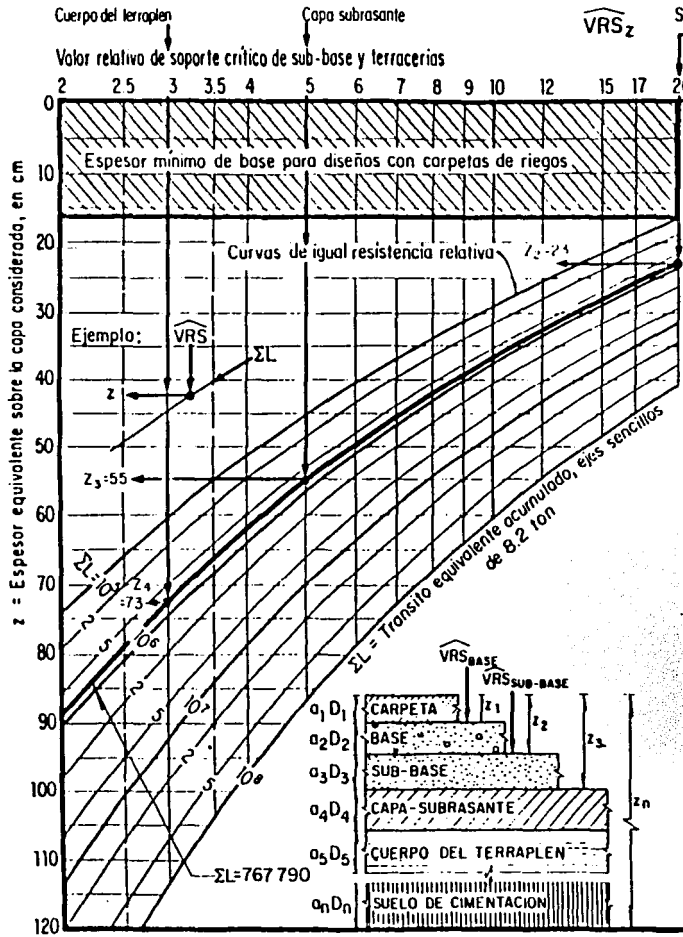
C_T = Coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r

T_0 = Tránsito equivalente medio diario en el carril de proyecto, durante el primer año de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

ΣL_n = Tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

Ejemplo: gráfica para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito

142



CAPA	VRSz, %	Esesor equivalente requerido, cm
Base A	116	Z1 = 6; Z1 = 8 min constructivo
Hose B	40	Z1 = 15
Sub-base	45	Z2 = 23 = mínimo estructural
Subrasante	5	Z3 = 55
Cuerpo del terraplen	3	Z4 = 73

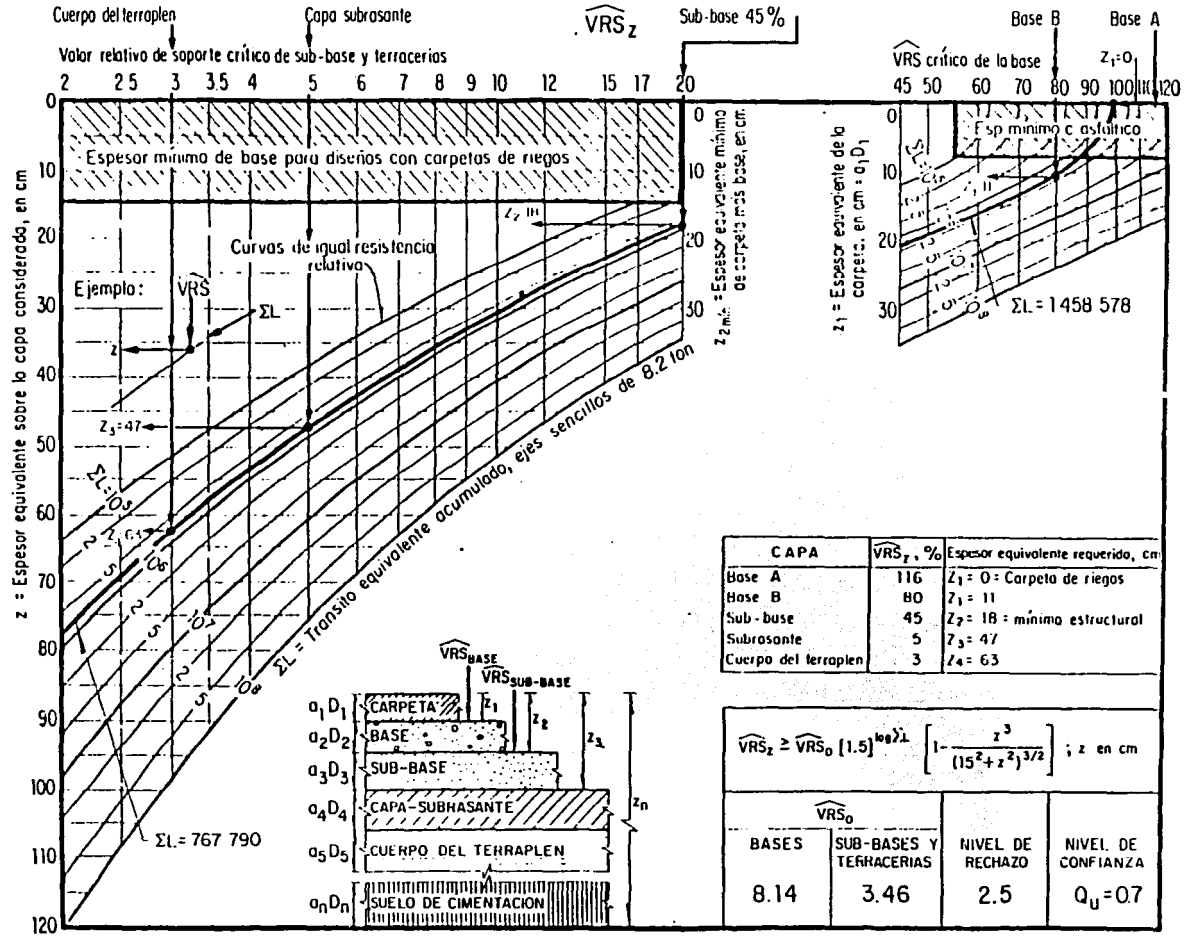
VRS0		NIVEL DE RECHAZO	NIVEL DE CONFIANZA
BASES	SUB-BASES Y TERRACERIAS	2.5	QU = 0.9
10.03	4.57		

$$VRS_z \geq VRS_0 [1.5]^{0.05 \Sigma L} \left[\frac{1 - z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right]; z \text{ en cm}$$

Ejemplo: Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

141

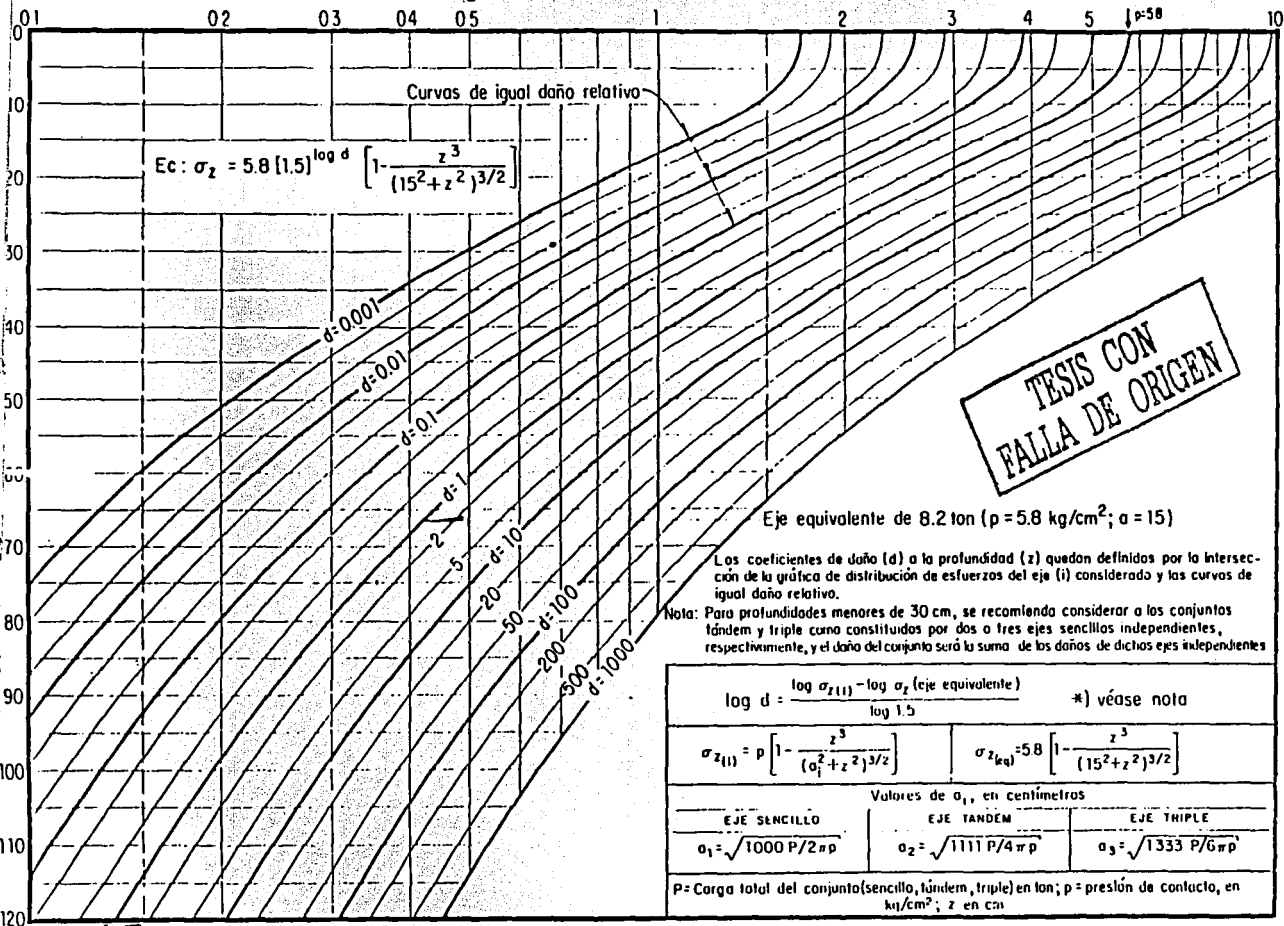


Ejemplo: Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

GRAFICAS Y TABLAS DE INSTITUTO DE INGENIERIA

σ_z = Esfuerzo vertical a la profundidad z , en kg/cm^2



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

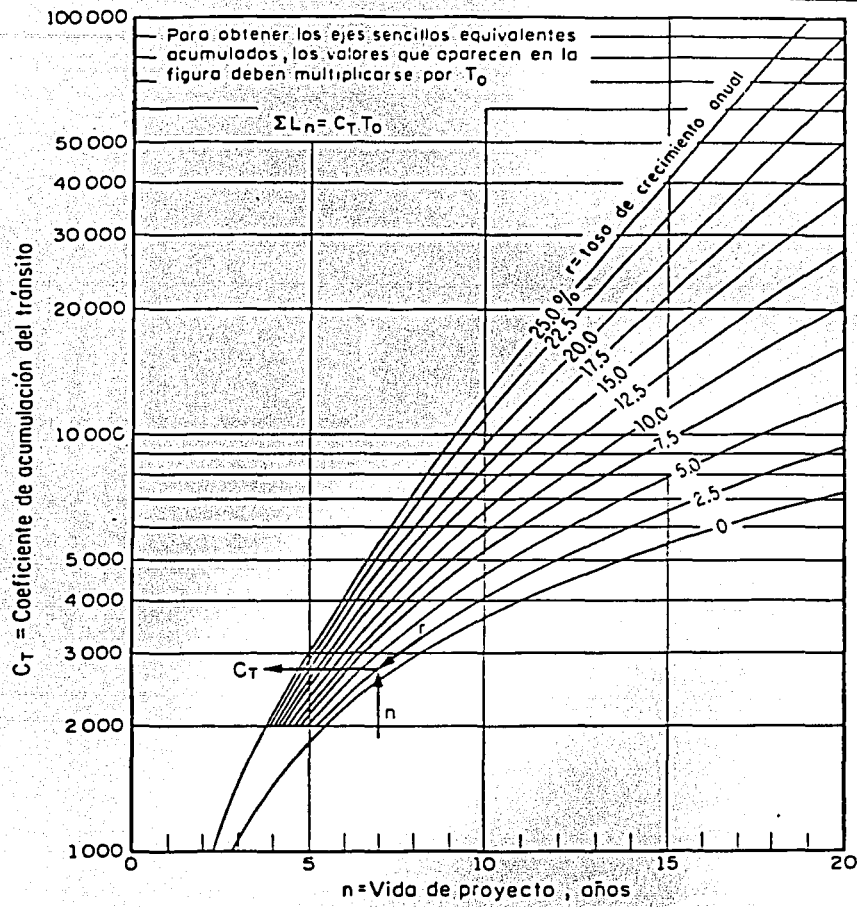
Eje equivalente de 8.2 ton ($p = 5.8 \text{ kg/cm}^2$; $a = 15$)

Los coeficientes de daño (d) a la profundidad (z) quedan definidos por la intersección de la gráfica de distribución de esfuerzos del eje (i) considerado y las curvas de igual daño relativo.

Nota: Para profundidades menores de 30 cm, se recomienda considerar a los conjuntos tándem y triple cuna constituidos por dos o tres ejes sencillos independientes, respectivamente, y el daño del conjunto será la suma de los daños de dichos ejes independientes

$\log d = \frac{\log \sigma_{z(i)} - \log \sigma_z (\text{eje equivalente})}{\log 1.5} \quad * \text{ véase nota}$		
$\sigma_{z(i)} = p \left[1 - \frac{z^3}{(a_i^2 + z^2)^{3/2}} \right]$		$\sigma_{z(ek)} = 5.8 \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right]$
Valores de a_i , en centímetros		
EJE SENCILLO	EJE TÁNDEM	EJE TRIPLE
$a_1 = \sqrt{1000 P / 2 \pi p}$	$a_2 = \sqrt{1111 P / 4 \pi p}$	$a_3 = \sqrt{1333 P / 6 \pi p}$
$P =$ Carga total del conjunto (sencillo, tándem, triple) en ton; $p =$ presión de contacto, en kg/cm^2 ; z en cm		

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



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

C_T = Coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r
T₀ = Tránsito equivalente medio diario en el carril de proyecto, durante el primer año de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton
ΣL_n = Tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

Fig A2. Gráfica para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito

METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M.

CALCULO DEL TRANSITO ACUMULADO EN FUNCION DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 TON.

CARRETERA:

TRAMO:

SUBTRAMO:

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3=1X2)	COEFICIENTES DE DAÑO		EQUIVALENTES DE 8.2 TON	
					CARPETA Y BASE	SUB-BASE Y TERRACERIAS	CARPETA Y BASE	SUB-BASE Y TERRACERIAS
					z = 0 (4)	z = 30 (5)	(6=3X4)	(7=3X5)
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
SUMA					1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO INITARIO (8)		
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO n = AÑOS DE SERVICIO =					$C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$	TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO (9)		
T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = %						C _T (10)		
TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL =				CD CARRIL PROYECTO =	ΣL (11)=(8)x(9)x(10)			

Fig. A3. Cálculo del tránsito equivalente acumulado

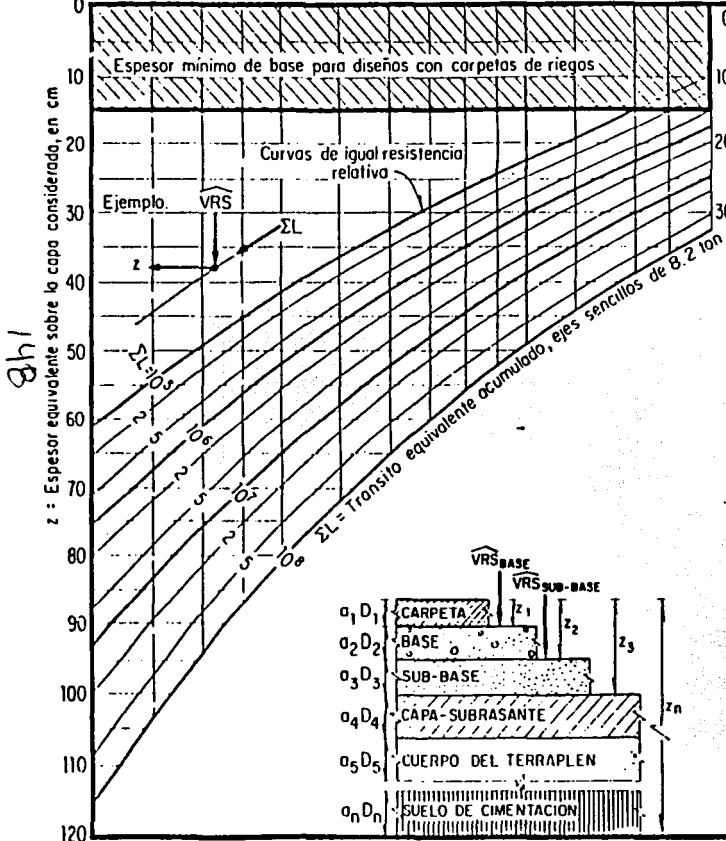
\widehat{VRS}_z

Valor relativo de soporte crítico de sub-base y terracerías

2 25 3 3.5 4 5 6 7 8 9 10 12 15 17 20

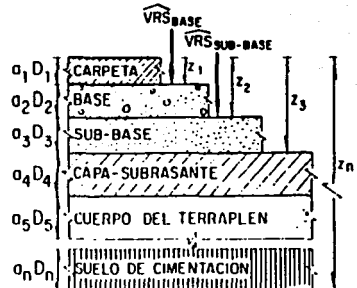
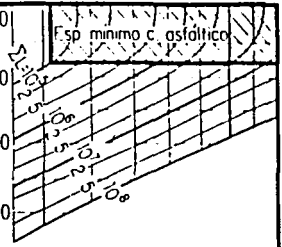
\widehat{VRS} crítico de la base

45 50 60 70 80 90 100 110 120



z_1 = Espesor equivalente mínimo de carpeta más base, en cm

z_1 : Espesor equivalente de la carpeta, en cm = $a_1 D_1$



\widehat{VRS} : Estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo = $\widehat{VRS} [1 - 0.04 v]$

\widehat{VRS}_z : Valor relativo de soporte medio esperado en el campo

V : Coeficiente de variación del \widehat{VRS} en el campo

Z : Espesor equivalente, en cm = $\sum a_i D_i$

$a_1 = 0$ para carpetas de riegos

$a_1 \leq 2$ para concreto asfáltico

$a_2 = a_3 = a_4 = a_5 = 1$ para materiales estabilizados mecánicamente

$$\widehat{VRS}_z \geq \widehat{VRS}_0 [1.5] \log \Sigma L \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right] ; z \text{ en cm}$$

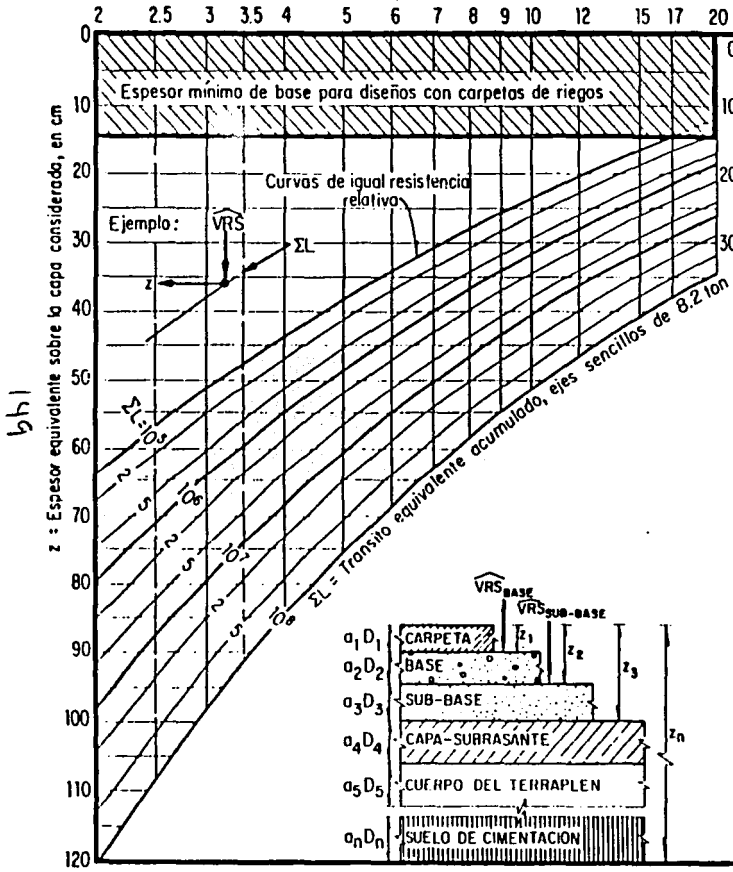
\widehat{VRS}_0		NIVEL DE RECHAZO	NIVEL DE CONFIANZA
BASES	SUB-BASES Y TERRACERIAS		
7.55	3.13	2.5	$Q_u = 0.6$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

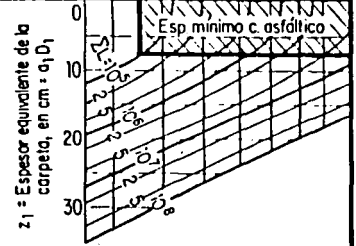
\widehat{VRS}_z

Valor relativo de soporte crítico de sub-base y terracerías

\widehat{VRS} crítico de la base



45 50 60 70 80 90 100 110 120



- \widehat{VRS} = Estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo = $\widehat{VRS}_0 [1 - 0.4 V]$
- \widehat{VRS}_0 = Valor relativo de soporte medio esperado en el campo
- V = Coeficiente de variación del \widehat{VRS} en el campo
- Z = Espesor equivalente, en cm = $\sum a_i D_i$
- $a_1 = 0$ para carpetas de riegos
- $a_1 \leq 2$ para concreto asfáltico
- $a_2 = a_3 = a_4 = a_5 = 1$ para materiales estabilizados mecánicamente

$\widehat{VRS}_z \geq \widehat{VRS}_0 [1.5]^{0.5 \cdot z_L} \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right]; z \text{ en cm}$			
\widehat{VRS}_0			
BASES	SUB-BASES Y TERRACERIAS	NIVEL DE RECHAZO	NIVEL DE CONFIANZA
8.14	3.46	2.5	$Q_u = 0.7$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

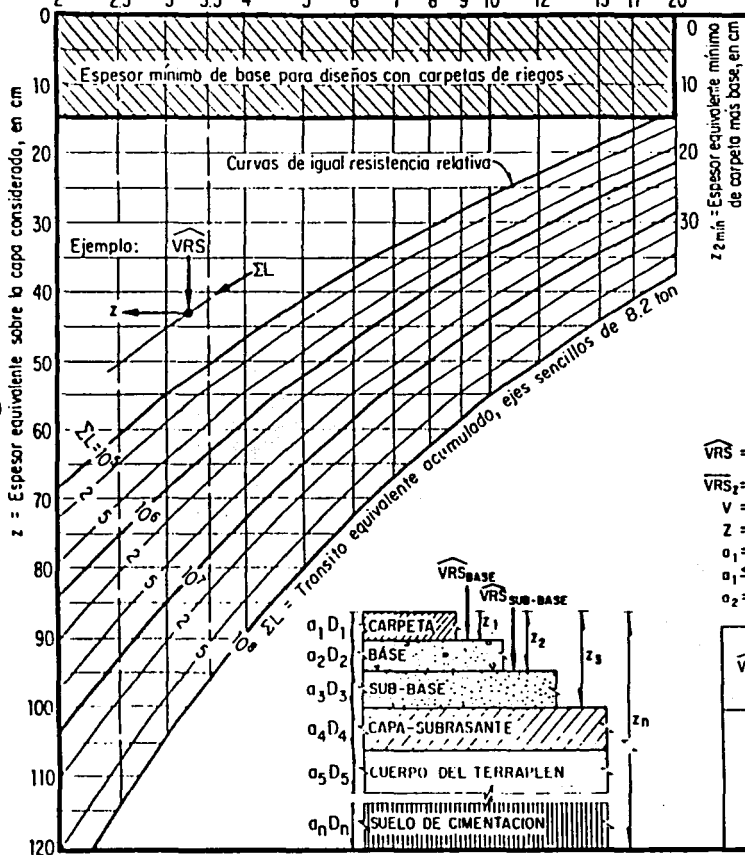
\widehat{VRS}_z

Valor relativo de soporte crítico de sub-base y terracerías

2 2.5 3 3.5 4 5 6 7 8 9 10 12 15 17 20

 \widehat{VRS} crítico de la base

45 50 60 70 80 90 100 110 120

 z_2 min = Espesor equivalente mínimo de carpeta más base, en cm

z₁ = Espesor equivalente de la carpeta, en cm - $a_1 D_1$

Esp. mínimo c. asfáltico

\widehat{VRS} = Estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo = $VRS [1 - 0.04 V]$

\widehat{VRS}_z = Valor relativo de soporte medio esperado en el campo

V = Coeficiente de variación del \widehat{VRS} en el campo

Z = Espesor equivalente, en cm = $\sum a_i D_i$

$a_1 = 0$ para carpetas de riegos

$a_1 \leq 2$ para concreto asfáltico

$a_2 = a_3 = a_4 = a_5 = 1$ para materiales estabilizados mecánicamente

$$\widehat{VRS}_z \geq \widehat{VRS}_0 [1.5]^{100 \cdot \frac{z}{L}} \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right]; z \text{ en cm}$$

\widehat{VRS}_0		NIVEL DE RECHAZO	NIVEL DE CONFIANZA
BAFS	SUB-BASES Y TERRACERIAS		
8.89	3.88	2.5	$Q_U = 0.8$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

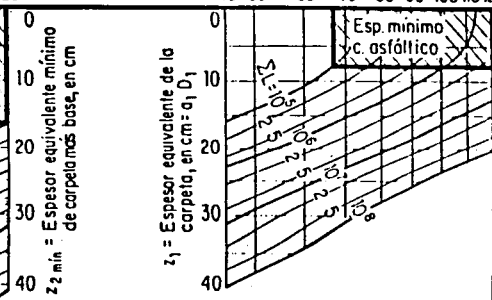
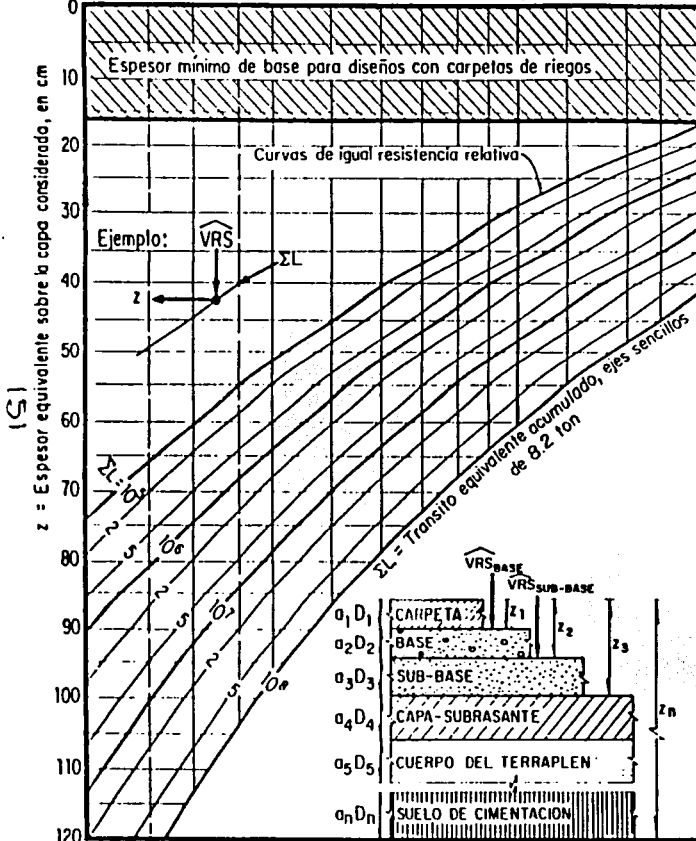
VRS_z

VRS crítico de la base

Valor relativo de soporte crítico de sub-base y terracerías

2 2.5 3 3.5 4 5 6 7 8 9 10 12 15 17 20

45 50 60 70 80 90 100 110 120



VRS = Estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo = $VRS [1 - 0.04 v]$

VRS_z = Valor relativo de soporte medio esperado en el campo

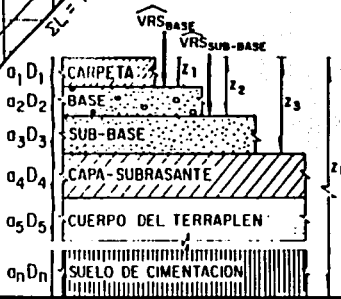
V = Coeficiente de variación del VRS en el campo

Z = Espesor equivalente, en cm = $\sum a_i D_i$

a₁ = 0 para carpetas de riegos

a₁ ≤ 2 para concreto asfáltico

a₂ = a₃ = a₄ = a₅ = 1 para materiales estabilizados mecánicamente



$$VRS_z \geq VRS_0 [1.5]^{100 \Sigma L} \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right]; z \text{ en cm}$$

VRS ₀		NIVEL DE RECHAZO	NIVEL DE CONFIANZA
BASES	SUB-BASES Y TERRACERIAS		
10.03	4.57	2.5	Q _U = 0.9

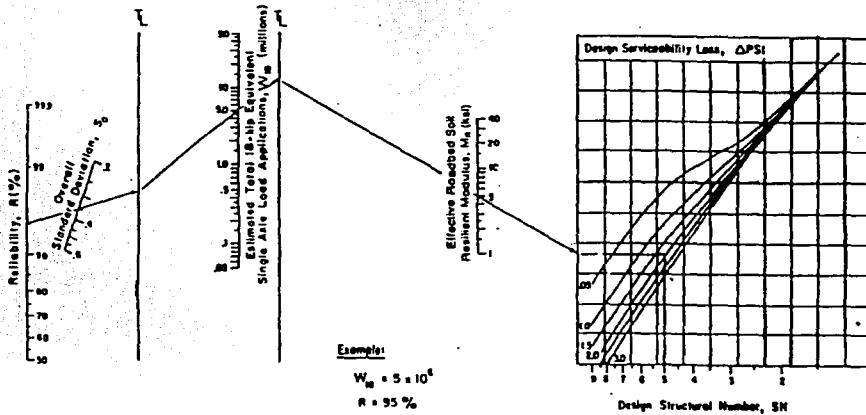
ESSS CON
FAMILIA DE ORIENTE

Fig. A7. Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible.

GRAFICAS AASHTO

[EJEMPLO] DEL MONOGRAMA

$$\log_{10} W = \log_{10} W_m + 9.36 \log_{10} (SN) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1.004}{(SN)^{5.19}}} + 2.32 \log_{10} M_R - 0.07$$



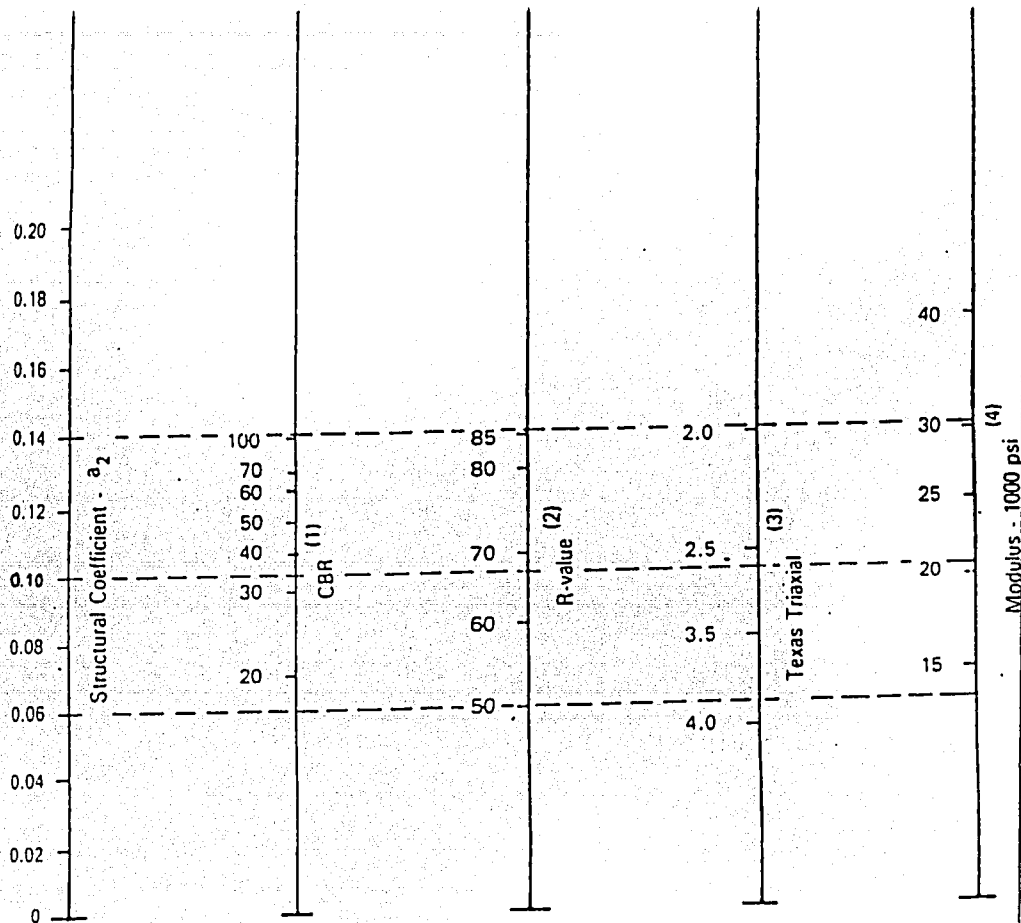
Ejemplo:

- $W_m = 5 \times 10^6$
- $R = 95 \%$
- $S_o = 0.35$
- $M_R = 5000 \text{ psi}$
- $\Delta PSI = 1.9$
- Soluci3n: $SN = 5.0$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

FIG. 1 GRAFICA DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES, PARA OBTENER EL NUNERO ESTRUCTRAL (SN).

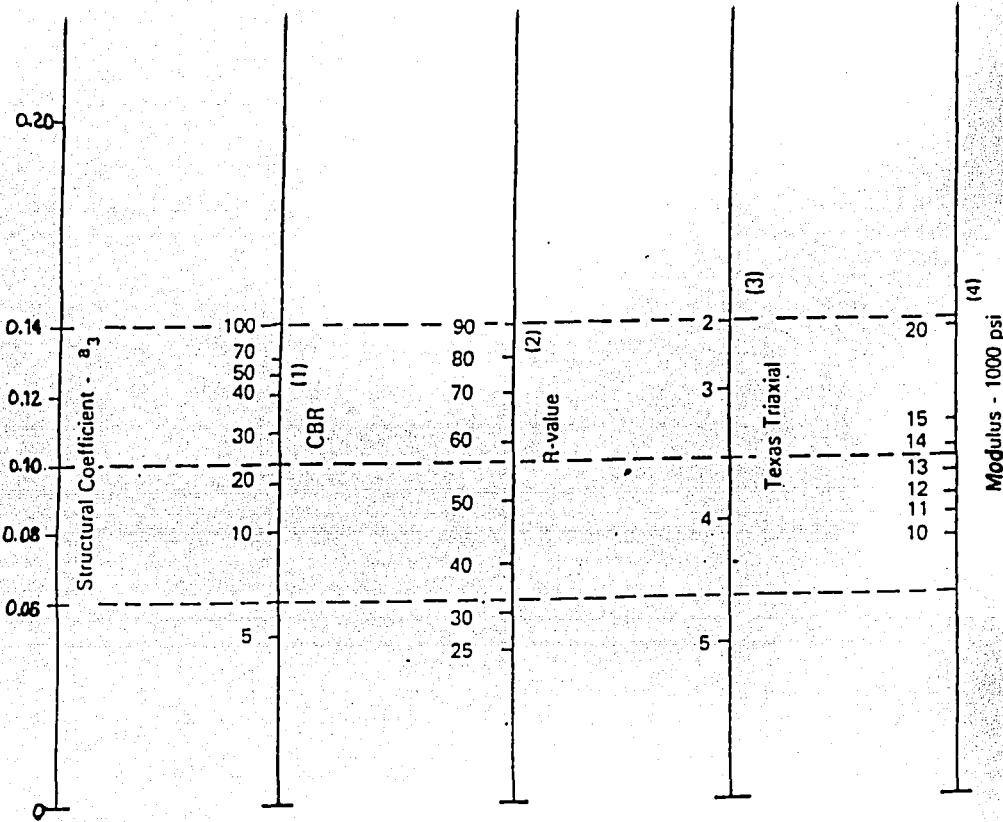
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



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

FIG. 2 VARIACION EN LOS COEFICIENTES DE CAPA (a_2) DE BASE GRANULAR, CON DIVERSOS PARAMETROS DE RESISTENCIA DE BASE.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



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

FIG. 3 VARIACION EN LOS COEFICIENTES DE CAPA (a_3) DE SUB-BASE GRANULAR, CON DIVERSOS PARAMETROS DE RESISTENCIA DE BASE.

ANEXO III

COEFICIENTES DE DAÑO DE DIFERENTES TIPOS DE VEHICULOS

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



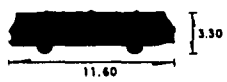
A2 Automóvil

Camino A,B,C	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	d _m : Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v : Coeficiente de daño vacío			
		Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
	1 ^a	1.0	0.6	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
	2 ^a	1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
	Σ	2.0	1.6		0.004	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000



A'2 Camión ligero, con capacidad de carga hasta de 3 ton

Camino A,B,C	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	d _m : Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v : Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
		z = 0	z = 15		z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60		
	1 ^a	1.7	1.3	4.6	0.268	0.003	0.000	0.000	0.268	0.001	0.000	0.000
	2 ^a	3.8	1.2	4.6	0.268	0.061	0.023	0.015	0.268	0.001	0.000	0.000
	Σ	5.5	2.5		0.536	0.064	0.023	0.015	0.536	0.002	0.000	0.000



B2 Autobús de dos ejes

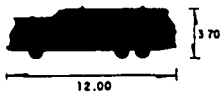
Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	d _m : Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v : Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
		z = 0	z = 15		z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60		
	1 ^a	5.5	3.5	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.079	0.001	0.010
	2 ^a	10.0	7.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.679	0.501	0.433
	Σ	15.5	10.5		2.000	1.890	2.457	2.939	2.000	0.757	0.502	0.443
	1 ^a	5.0	3.5	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.001	0.010
	2 ^a	9.0	6.5	5.8	1.000	1.234	1.403	1.630	1.000	0.558	0.359	0.292
	Σ	14.0	10.0		2.000	1.495	1.509	1.701	2.000	0.637	0.360	0.302
	1 ^a	4.0	3.0	5.8	1.000	0.126	0.002	0.021	1.000	0.044	0.009	0.004
	2 ^a	8.0	6.0	5.8	1.000	0.944	0.900	0.878	1.000	0.448	0.249	0.190
	Σ	12.0	9.0		2.000	1.070	0.902	0.899	2.000	0.492	0.258	0.194

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

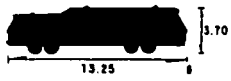
Fig 1. Coeficientes de daño

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



B3 Autobús de tres ejes

	Conjunto	Peso, en ton		P_i , kg/cm ²	$+d_m$ = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z: 0	z: 15	z: 30	z: 60	z: 0	z: 15	z: 30	z: 60
Camino A	1 st	5,5	4,0	5,4	0,666	0,286	0,155	0,116	0,666	0,107	0,034	0,021
	2 nd	14,0	8,0	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,214	0,057	0,037
	Σ	19,5	12,0		1,999	1,369	0,877	0,852	1,999	0,321	0,091	0,058
Camino B	1 st	5,0	4,0	5,4	0,666	0,216	0,099	0,070	0,666	0,107	0,034	0,021
	2 nd	14,0	7,5	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,172	0,042	0,026
	Σ	19,0	11,5		1,999	1,299	0,821	0,805	1,999	0,279	0,076	0,047
Camino C	1 st	4,0	3,5	5,4	0,666	0,107	0,034	0,021	0,666	0,068	0,018	0,010
	2 nd	14,0	7,5	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,172	0,042	0,026
	Σ	18,0	11,0		1,999	1,190	0,756	0,756	1,999	0,240	0,060	0,036



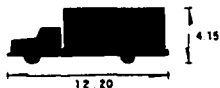
B4 Autobús de cuatro ejes

	Conjunto	Peso, en ton		P_i , kg/cm ²	$+d_m$ = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z: 0	z: 15	z: 30	z: 60	z: 0	z: 15	z: 30	z: 60
Camino A	1 st	7,0	5,0	5,4	1,333	0,136	0,030	0,018	1,333	0,038	0,006	0,003
	2 nd	14,0	8,0	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,214	0,057	0,037
	Σ	21,0	13,0		2,666	1,219	0,754	0,753	2,666	0,252	0,063	0,040
Camino B	1 st	7,0	5,0	5,4	1,333	0,136	0,030	0,018	1,333	0,038	0,006	0,003
	2 nd	14,0	8,0	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,214	0,057	0,037
	Σ	21,0	13,0		2,666	1,219	0,752	0,753	2,666	0,252	0,063	0,040
Camino C	1 st	7,0	5,0	5,4	1,333	0,136	0,030	0,018	1,333	0,038	0,006	0,003
	2 nd	14,0	8,0	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,214	0,057	0,037
	Σ	21,0	13,0		2,666	1,219	0,752	0,753	2,666	0,252	0,063	0,040

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D.F., 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig 2. Coeficientes de daño



C2 Camión de dos ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton			p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío			z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1 ^{**}	5.5	3.5	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.079	0.019	0.010	
	2 ^{**}	10.0	3.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.044	0.009	0.004	
	Σ	15.5	6.5		2.000	1.890	2.457	2.939	2.000	0.123	0.028	0.014	
Camino B	1 ^{**}	5.0	3.0	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.044	0.009	0.004	
	2 ^{**}	9.0	3.0	5.8	1.000	1.234	1.483	1.630	1.000	0.044	0.009	0.004	
	Σ	14.0	6.0		2.000	1.495	1.589	1.701	2.000	0.088	0.018	0.008	
Camino C	1 ^{**}	4.0	2.5	5.8	1.000	0.126	0.036	0.021	1.000	0.022	0.003	0.002	
	2 ^{**}	8.0	2.5	5.8	1.000	0.944	0.900	0.878	1.000	0.022	0.003	0.002	
	Σ	12.0	5.0		2.000	1.070	0.936	0.899	2.000	0.044	0.006	0.004	



C3 Camión de tres ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton			p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío			z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1 [*]	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021	
	2 ^{**}	10.0	4.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.028	0.003	0.002	
	Σ	23.5	8.5		3.000	2.817	2.457	2.940	3.000	0.154	0.039	0.023	
Camino B	1 ^{**}	5.0	3.8	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.106	0.028	0.016	
	2 ^{**}	15.0	4.2	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.021	0.002	0.001	
	Σ	20.0	8.0		3.000	1.876	1.178	1.160	3.000	0.127	0.030	0.017	
Camino C	1 [*]	4.0	3.5	5.4	0.666	0.107	0.034	0.021	0.666	0.068	0.018	0.010	
	2 ^{**}	10.0	4.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.015	0.002	0.001	
	Σ	16.0	7.5		1.999	1.190	0.756	0.756	1.999	0.083	0.020	0.011	

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

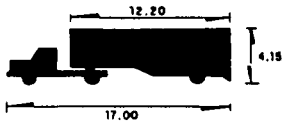
Fig 3. Coeficientes de daño

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



C4 Camión de cuatro ejes

	Conjunto	Peso, en ton			+ d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	$P, \text{kg/cm}^2$								
					$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
Camión A	1*	5,5	4,5	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,187	0,064	0,040
	2**	22,5	8,0	5,8	3,000	2,422	2,289	2,818	3,000	0,084	0,020	0,011
	Σ	28,0	12,5		4,000	2,771	2,456	2,937	4,000	0,271	0,084	0,051



T2-S1 Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje

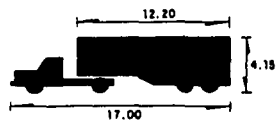
	Conjunto	Peso, en ton			+ d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	$P, \text{kg/cm}^2$								
					$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
Camión A	1*	5,5	3,2	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,057	0,012	0,006
	2*	10,0	3,4	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,071	0,016	0,009
	3*	10,0	3,4	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,071	0,016	0,009
	Σ	25,5	10,0		3,000	3,431	4,747	5,759	3,000	0,199	0,044	0,024
Camión B	1*	5,0	3,0	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,044	0,009	0,004
	2*	9,0	3,0	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,044	0,009	0,004
	3*	9,0	3,0	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,044	0,009	0,004
	Σ	23,0	9,0		3,000	2,729	3,072	3,331	3,000	0,132	0,027	0,012

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

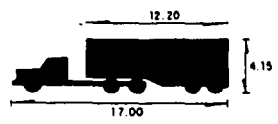
Fig 4. Coeficientes de daño

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



T2-S2 Tractor de dos ejes con
semirremolque de dos ejes

	Conjunto	Peso, en ton			+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	P, kg/cm ²	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1*	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021
	2**	10,0	3,5	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,079	0,019	0,010
	3***	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001
	Σ	33,5	11,5		4,000	4,358	4,747	5,760	4,000	0,222	0,057	0,032
Camino B	1*	5,0	3,4	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,071	0,016	0,009
	2**	9,0	3,4	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,071	0,016	0,009
	3***	15,0	3,7	5,8	2,000	1,615	1,072	1,089	2,000	0,012	0,001	0,001
	Σ	29,0	10,5		4,000	3,110	2,661	2,790	4,000	0,154	0,033	0,019



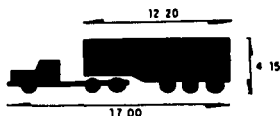
T3-S2 Tractor de tres ejes con
semirremolque de dos ejes

	Conjunto	Peso, en ton			+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	P, kg/cm ²	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1*	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021
	2**	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001
	3***	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001
	Σ	41,50	12,0		5,000	5,285	4,747	5,761	5,000	0,160	0,040	0,023
Camino B	1*	5,0	3,5	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,079	0,019	0,010
	2**	15,0	4,0	5,8	2,000	1,615	1,072	1,089	2,000	0,017	0,002	0,001
	3***	15,0	4,0	5,8	2,000	1,615	1,072	1,089	2,000	0,017	0,002	0,001
	Σ	35,0	11,5		5,000	3,491	2,250	2,249	5,000	0,113	0,023	0,012

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

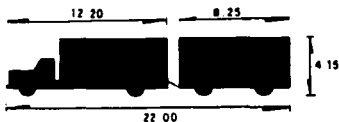
Fig 5. Coeficientes de daño



T3-S3

Tractor de tres ejes con
semirremolque de tres ejes

Camión A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1 ¹¹	2 ¹¹	3 ¹¹	I	1 ¹¹	2 ¹¹	3 ¹¹	I
		5,0	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021
		18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001
		22,5	5,0	5,8	3,000	2,422	2,289	2,818	3,000	0,011	0,002	0,001
	I	46,0	13,0		6,000	5,239	4,746	5,758	6,000	0,154	0,040	0,023



C2-R2

Camión de dos ejes con
remolque de dos ejes

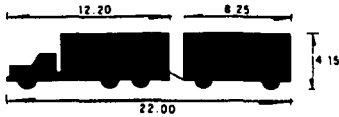
Camión A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1 ¹¹	2 ¹¹	3 ¹¹	I	1 ¹¹	2 ¹¹	3 ¹¹	I
		5,5	3,5	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,079	0,019	0,010
		10,0	3,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,044	0,009	0,004
		10,0	2,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,009	0,001	0,000
		10,0	2,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,009	0,001	0,000
	I	35,5	10,5		4,000	4,972	7,037	8,579	4,000	0,141	0,030	0,014

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig 6. Coeficientes de daño

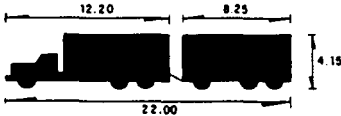
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



C3 - R2

Camión de tres ejes con
remolque de dos ejes

Camión A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m : Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v : Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z : 0	z : 15	z : 30	z : 60	z : 0	z : 15	z : 30	z : 60
	1 st	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021
2 nd	18,0	4,5	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,028	0,003	0,002	
3 rd	10,0	2,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,009	0,001	0,000	
4 th	10,0	2,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,009	0,001	0,000	
Σ	43,5	12,5		5,000	5,899	7,037	8,580	5,000	0,172	0,041	0,023	



CR - R3

Camión de tres ejes con
remolque de tres ejes

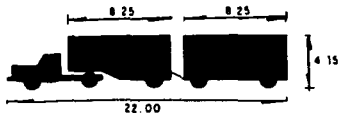
Camión A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m : Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v : Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z : 0	z : 15	z : 30	z : 60	z : 0	z : 15	z : 30	z : 60
	1 st	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021
2 nd	18,0	4,5	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,028	0,003	0,002	
3 rd	10,0	2,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,009	0,001	0,000	
4 th	18,0	3,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,005	0,000	0,000	
Σ	51,5	13,5		6,000	6,426	7,037	8,581	6,000	0,168	0,040	0,023	

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig 7. Coeficientes de daño

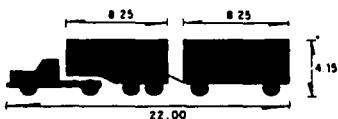
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



T2-S1-R2

Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton			+ d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	$p, \text{kg/cm}^2$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
1 ^a	5,5	3,2	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,057	0,042	0,006	
2 ^a	10,0	3,4	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,071	0,016	0,005	
3 ^a	10,0	2,4	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,018	0,003	0,001	
4 ^a	10,0	2,3	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,015	0,002	0,001	
5 ^a	10,0	2,2	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,013	0,002	0,001	
I	45,5	13,5		5,000	6,513	9,327	11,399	5,000	0,174	0,035	0,018	



T2-S2-R2

Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes

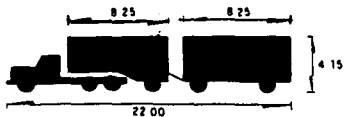
Camino A	Conjunto	Peso, en ton			+ d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	$p, \text{kg/cm}^2$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
1 ^a	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021	
2 ^a	10,0	4,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,126	0,036	0,021	
3 ^a	18,0	3,5	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,009	0,001	0,000	
4 ^a	10,0	2,3	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,015	0,002	0,001	
5 ^a	10,0	2,2	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,013	0,002	0,001	
I	53-5	16,0		6,000	7,440	9,327	11,400	6,000	0,289	0,077	0,044	

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig 8. Coeficientes de daño

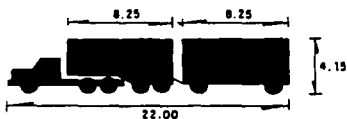
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



T3-S1-R2

Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton			$+d_m$ = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	P_1 , kg/cm ²	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
1 ^{tr}	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021	
2 ^{tr*}	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001	
3 ^{tr}	10,0	2,5	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,022	0,003	0,002	
4 ^{tr}	10,0	2,3	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,015	0,002	0,001	
5 ^{tr}	10,0	2,2	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,013	0,002	0,001	
Σ	53,5	15,0		6,000	7,440	9,327	11,400	6,000	0,193	0,045	0,026	



T3-S2-R2

Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton			$+d_m$ = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	P_1 , kg/cm ²	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
1 ^{tr}	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021	
2 ^{tr*}	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001	
3 ^{tr*}	18,0	3,5	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,009	0,001	0,000	
4 ^{tr}	10,0	2,3	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,015	0,002	0,001	
5 ^{tr}	10,0	2,2	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,013	0,002	0,001	
Σ	61,5	16,0		7,000	8,367	9,327	11,401	7,000	0,180	0,043	0,024	

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig 9. Coeficientes de daño