



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO



31
29.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**PROYECTO DE PAVIMENTACION
DE UN SUBTRAMO DE CARRETERA
EN EL ESTADO DE OAXACA.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

GERARDO ARMANDO GARCIA HERNANDEZ
MIGUEL ANGEL FLORES ESPINOSA
VICENTE ARTURO FERNANDEZ LOPEZ
JOSE MANUEL HERNANDEZ RANGEL

DIRECTOR DE TESIS
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D.F

1998

262771



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-140/96

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor

VICENTE ARTURO FERNANDEZ LOPEZ
MIGUEL ANGEL FLORES ESPINOSA
GERARDO ARMANDO GARCIA HERNANDEZ
JOSE MANUEL HERNANDEZ RANGEL
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"PROYECTO DE PAVIMENTACION DE UN SUBTRAMO DE CARRETERA EN EL ESTADO DE OAXACA"

- INTRODUCCION**
- I. DESCRIPCION DEL PROYECTO**
 - II. ENTORNO GEOLOGICO**
 - III. EXPLORACION, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO**
 - IV. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO DEL PAVIMENTO**
 - V. DISEÑO DEL PAVIMENTO; SECCION ESTRUCTURAL FLEXIBLE**
 - VI. DISEÑO DEL PAVIMENTO; SECCION ESTRUCTURAL RIGIDA**
 - VII. ANALISIS DE ALTERNATIVAS**
 - VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria a 20 de febrero de 1997.

EL DIRECTOR.

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*lmf

La fuerza para transformar el entorno se obtiene de la capacidad de análisis y de la aplicación de la técnica. La tenacidad, la constancia, la firmeza y la ética la provee el espíritu.

A nuestra Universidad Nacional Autónoma de México.

El conocimiento y la motivación para seguir aprendiendo son la esencia del profesionista.

A nuestra Facultad de Ingeniería, a profesores y compañeros.

La comprensión, la aceptación y el apoyo incondicional, son los principales factores que motivan a continuar luchando.

A nuestros Familiares y amigos.

Por la oportunidad de iniciar y de ver el fruto de este esfuerzo.

A la vida.

Por saber integrar y dirigir a este equipo de trabajo, y conjuntar los elementos necesarios para este logro.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino.

PROYECTO DE PAVIMENTACION DE UN SUBTRAMO DE CARRETERA EN EL ESTADO DE OAXACA

CONTENIDO

	Página
INTRODUCCION.	3
1.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.	6
1.1 RECONOCIMIENTO DEL CAMINO.	
1.2 INFRAESTRUCTURA EXISTENTE.	
1.3 ENTORNO GEOGRAFICO	
2.- ENTORNO GEOLOGICO.	23
2.1 FISIOGRAFIA.	
2.2 GEOMORFOLOGIA.	
2.3 ESTRATIGRAFIA.	
2.4 GEOLOGIA ESTRUCTURAL.	
2.5 TIPOS DE SUELOS.	
3.- EXPLORACION, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO.	26
3.1 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD Y PRUEBAS DE LABORATORIO PARA EL DISEÑO DE LAS DIFERENTES CAPAS QUE CONFORMAN EL PAVIMENTO.	
3.2 SONDEOS EXPLORATORIOS Y MUESTREO.	
3.3 ESTUDIO DE BANCOS DE MATERIALES.	
4.- CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO DEL PAVIMENTO.....	86
4.1 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE TRANSITO.	
4.2 FUNDAMENTOS DEL PROYECTO GEOMETRICO.	
4.3 FUNDAMENTOS DEL PROYECTO HIDRAULICO.	

5.- DISEÑO DEL PAVIMENTO; SECCION ESTRUCTURAL FLEXIBLE.	115
5.1 CONCEPTOS BASICOS DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.	
5.2 METODO AASHTO 86 (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS).	
5.3 METODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO.	
5.4 METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM.	
6.- DISEÑO DEL PAVIMENTO; SECCION ESTRUCTURAL RIGIDA.	180
6.1 CONCEPTOS BASICOS DE PAVIMENTOS RIGIDOS.	
6.2 METODO PCA (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION).	
6.3 METODO AASHTO 86 (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS).	
7.- ANALISIS DE ALTERNATIVAS.	219
7.1 PAVIMENTO FLEXIBLE.	
7.2 PAVIMENTO RIGIDO.	
7.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ELECCION DEL TIPO DE PAVIMENTO.	
7.4 PROYECTO EJECUTIVO DEL PAVIMENTO.	
7.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	
8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	248
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	257

INTRODUCCION

El Sector Comunicaciones representa un factor preponderante en el desarrollo de un país, particularmente la infraestructura relacionada a los medios de transporte. El transporte terrestre cobra importancia relevante sobre el marítimo y el aéreo, debido a que además de necesitar la unidad contenedora móvil para realizar el enlace, se requiere crear el espacio físico que unirá dos o más puntos geográficos, así como las terminales de partida y de llegada.

En el caso del transporte marítimo el medio físico ya existe, lo único que se incorpora son los contenedores y las terminales fijando las rutas más accesibles que la propia naturaleza permita utilizar para navegar por los ríos, lagos, lagunas, mares y océanos. El transporte aéreo también cuenta ya con su espacio físico y como en el caso del transporte marítimo, sólo le basta con crear las terminales y fijar las rutas.

En la infraestructura para el transporte terrestre, además de necesitar los vehículos automotores, remolques y las terminales, debe procurarse el medio físico a través del cual se logrará la movilización. Este medio físico se consigue a partir de diversas prácticas que en el transcurso de los años han cambiado, dependiendo de los requerimientos que en su momento se plantearon, de los materiales disponibles y del avance tecnológico. Actualmente el medio físico para vehículos de transporte carretero, se diseña y construye con base en estudios especializados, en metodologías establecidas y aceptadas universalmente, basadas en conceptos teóricos fundamentales y utilizando procedimientos de vehículo elementales en modelos representativos y a escala natural, aprovechando también la experiencia que la práctica ha heredado, para satisfacer las necesidades contemporáneas.

En el caso del transporte marítimo, la inversión gruesa se realiza en los barcos y puertos y en el aéreo en aviones y aeropuertos. En el caso del transporte terrestre la inversión se realiza en vehículos y en terminales, pero la mayor inversión se realiza en caminos y en la infraestructura de acceso y cruce en las zonas pobladas. Por lo tanto la creación de caminos y su mantenimiento, es la diferencia conceptual fundamental que prevalece entre el transporte terrestre y las otras modalidades marítima y aérea. Otra diferencia conceptual estriba en el hecho de que el desarrollo de la tecnología aplicada en la construcción de caminos debe ir, cuando menos, a la par con la tecnología aplicada en el desarrollo de los vehículos; ésta condición no es necesaria en los otros medios. En éste mismo contexto, la infraestructura terrestre requiere de mayor inversión, en proporción, en lo que respecta al mantenimiento. Estudios relacionados con el movimiento de pasajeros demuestran que la distribución es como sigue: por carretera 98.4%, por ferrocarril 0.3%, por avión 1.1% y 0.2% en barco. El movimiento de carga se distribuye de la siguiente manera: el autotransporte participa con el 60% del total, el marítimo con el 31.2% y el ferrocarril con 8.8%, donde el autotransporte maneja más del 85% de la carga que se moviliza por tierra.

La creación de caminos, desde el punto de vista de la ingeniería civil, enmarca una gran diversidad de ellos dependiendo de su utilidad, sin embargo, todos tienen la particularidad de servir de medio por el cual transitarán vehículos para el transporte de personas y de mercancías, por lo que el ingeniero debe diseñar y construir los caminos proporcionando a los usuarios seguridad y comodidad considerando primordialmente el costo - beneficio de la obra.

La infraestructura moderna de caminos en México data de los años 20's, en donde se construyeron las primeras carreteras de la Red Troncal Básica a cargo de la Comisión Nacional de Caminos cuyo objetivo primordial era ligar eficientemente la capital de la República Mexicana con los Estados Unidos de Norteamérica, así como también con los principales centros de población y los puertos marítimos. Aprovechando la tecnología desarrollada para la construcción de los terraplenes que utilizaran los ferrocarriles de hace ya más de un siglo, se construyeron de 1925 a 1930 caminos importantes como el México-Pachuca, Nuevo Laredo-Monterrey, México-Puebla-Tehuacan-Córdoba y México-Acapulco.

En 1940 la red carretera alcanzó los 10,000 Km. con la intervención del Sistema de Cooperación Bipartita, que establece la participación del Gobierno Federal y los Gobiernos de los Estados para aumentar los recursos disponibles en la construcción de caminos alimentadores. A partir de 1952 se abordó la necesidad de construir carreteras de mayores especificaciones, supercarreteras de dos y cuatro carriles, con accesos controlados; así en 1958 se constituyó la empresa Caminos y Puentes Federales de Ingresos.

Para 1970 la longitud de la red carretera llegó a los 71,520 Km. Entre 1970 y 1975 la extensión de la red troncal creció con la construcción de más de 13,000 Km. de caminos alimentadores y vecinales que beneficiaron directamente a 2.5 millones de habitantes del medio rural.

Entre 1983 y 1988 se terminaron numerosas obras, y al finalizar este periodo la red contaba con más de 240,000 Km. destacándose la construcción de los puentes atirantados Tampico y Coatzacoalcos.

Para 1995 la red tiene una extensión de 303,262 Km., donde 42,928 pertenecen a la red federal libres y 5,683 kilómetros a autopistas de cuota. Con ello se ha hecho posible la comunicación en casi la totalidad del territorio nacional.

Los recursos destinados a la construcción de caminos han ocupado un lugar preponderante en la asignación de las partidas presupuestales de todos y cada uno los gobiernos. Sin embargo al mantenimiento de los caminos ya existentes no se le ha considerado de la misma manera, aunado a ello, el propio crecimiento del tránsito y de la circulación indiscriminada de vehículos que exceden la capacidad de carga para la que fueron diseñados, han provocado la utilización intensiva de las carreteras, y en algunos tramos e itinerarios bien identificados se han alcanzado altos niveles de congestión. Por lo consiguiente, la gran mayoría de nuestras carreteras ya no son susceptibles de recibir únicamente mantenimiento rutinario o conservación, hay que ampliarlas, reconstruirlas ó modernizarlas además de continuar con la construcción de nuevas obras.

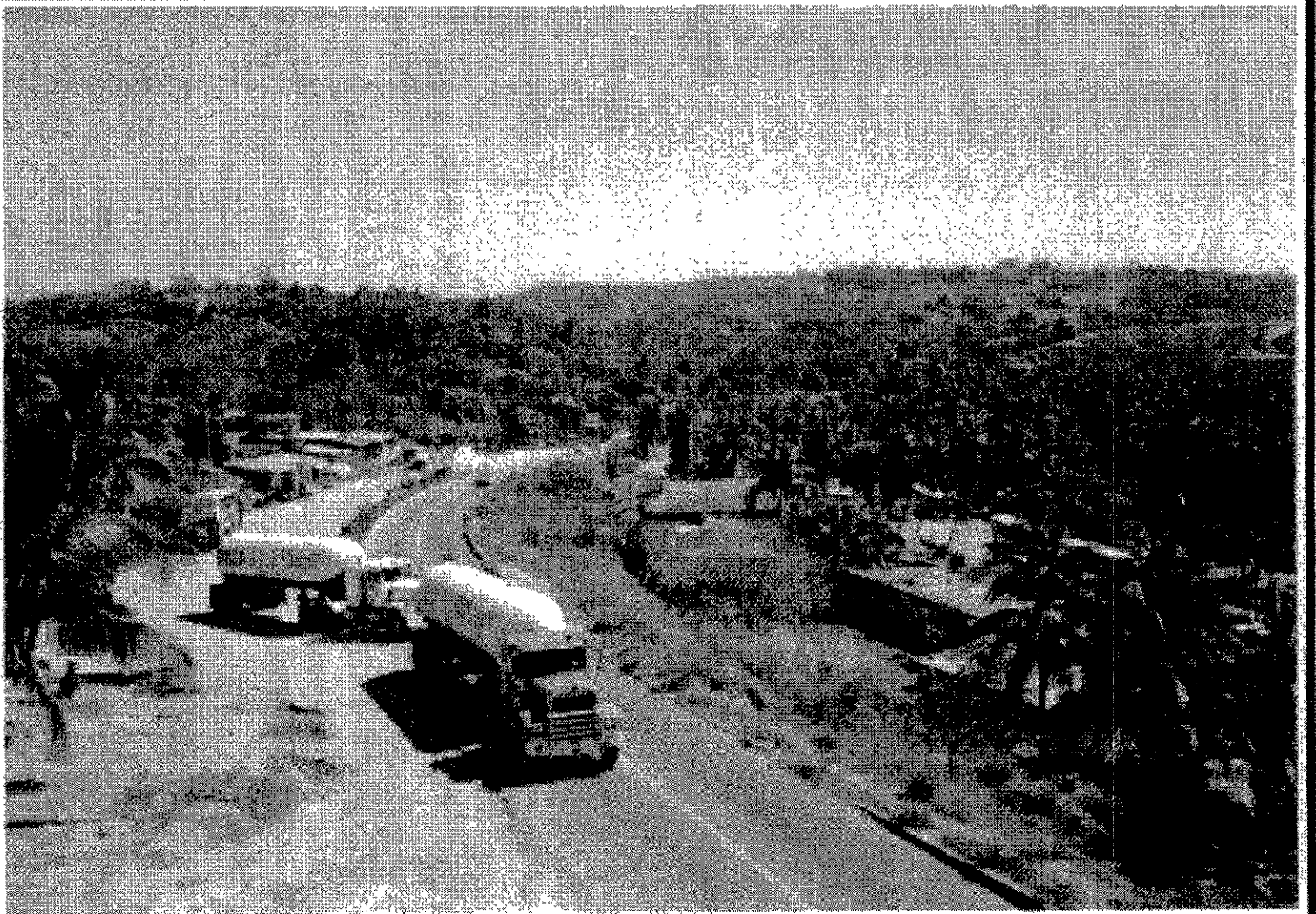
En esta situación, el gobierno federal ha establecido varios programas dedicados a la conservación, reconstrucción y modernización de carreteras, todos tendientes a mejorar de manera sustancial las condiciones de operación de la red troncal y de las redes alimentadoras. Estos programas forman parte del Plan Nacional de Desarrollo 1995 - 2000 y del Programa Nacional de Infraestructura del Transporte. Es pertinente mencionar que debido a la magnitud de los programas de inversiones señalados, éstos son financiados con recursos externos del Banco Mundial, así como con recursos fiscales a través de la Dirección General de Conservación de Carreteras por conducto de los Centros SCT en los estados, dependientes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Las inversiones que se manejan en el mantenimiento y conservación de nuestras carreteras son cuantiosas, sobre todo cuando se realizan obras de gran magnitud como una modernización.

Como se indicó anteriormente, existen en nuestro país caminos concesionados cuya construcción, operación y mantenimiento es responsabilidad de particulares, por otra parte existen las carreteras federales que se encuentran bajo la responsabilidad del sector comunicaciones a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Es precisamente el objeto de este estudio, un subtramo de carretera federal que se pretende modernizar.

En esta tesis se encontrará una guía para elaborar proyectos de pavimentación y, a manera de ejemplo, la mejor solución técnica para modernizar el pavimento de un subtramo de carretera en el estado de Oaxaca. Se hace referencia a todos los factores que pueden intervenir en el diseño del pavimento rígido o flexible, con los métodos de cálculo mayormente utilizados. Se comparan los resultados obtenidos por cada método, se analizan los factores técnicos y económicos, se consideran los procedimientos constructivos hasta determinar el más adecuado y se elabora el proyecto ejecutivo. Adicionalmente se describen rasgos generales, pero de gran importancia, de los estudios y proyectos complementarios como son: geometría y estado físico del pavimento, geología, muestreo y pruebas de laboratorio, mecánica de suelos, ingeniería de tránsito, hidráulica y algunos conceptos básicos de pavimentos flexibles y rígidos.

Es claro que para aplicar los métodos de diseño de pavimentos se requiere de información previa que se utiliza como insumo y que es el resultado otros estudios (como en el caso del estudio de tránsito para obtener el valor del tránsito diario promedio anual TDPA), sin embargo, para efectos del presente estudio, ya se cuenta con ésta información y solamente se explicarán los mecanismos que se emplearon para obtenerla. Finalmente se describen las conclusiones particulares y generales de esta tesis, procurando emitir las recomendaciones pertinentes para la utilización de la información aquí plasmada y que se pretenda utilizar en proyectos o prácticas similares.



1.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

1.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

El modernizar una carretera completa, en un tramo o en un subtramo, requiere de una gran cantidad de estudios multidisciplinarios en las áreas de la ingeniería, así como de la intervención de diversos especialistas en la materia. Basta con señalar algunos de los estudios y proyectos que deben de realizarse para llevar a cabo una tarea tan compleja como ésta:

1. Estudios y levantamientos preliminares de la geometría y del estado físico del pavimento.
2. Estudios de ingeniería de tránsito.
3. Estudio geológico y de mecánica de suelos.
4. Proyecto geométrico.
5. Proyecto hidráulico.
6. Proyecto de terracerías.
7. Estudio de impacto ambiental.
8. Estudio socio-económico.
9. Proyecto de reacondicionamiento de la infraestructura.
10. **Proyecto de pavimentación.**
11. Proyecto de señalamiento.
12. Proyecto de semaforización.
13. Proyecto de alumbrado público.
14. Proyecto de servicios complementarios.
15. Proyecto de paisaje urbano.
16. Programa de inversiones.
17. Proyecto y programas de mantenimiento.

Los alcances de este trabajo son el análisis de los estudios de campo y laboratorio, la aplicación de los métodos de diseño y la elaboración del proyecto ejecutivo del pavimento, que en conjunto integran el **proyecto de pavimentación** en un subtramo de 10 kilómetros de una carretera federal. Actualmente se encuentra un cuerpo de dos carriles, con un ancho total promedio de la corona de 7 m. y que se pretende ampliarlo a un camino turístico con secciones tipo A4 para caminos de cuatro carriles con camellón central, con anchos promedio de 26.2 m. También se construirán secciones tipo Bulevar de 8 carriles con camellón central y camellones laterales con anchos promedio de 40 m., aprovechando el derecho de vía existente o recuperándolo en casos específicos.

I.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

CARRIETERA PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ SUBTRAMO: DEL KM. 139+000.00 AL KM. 143+000.00
 TRAMO PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL

SECCION DE PROYECTO TIPO BULEVAR

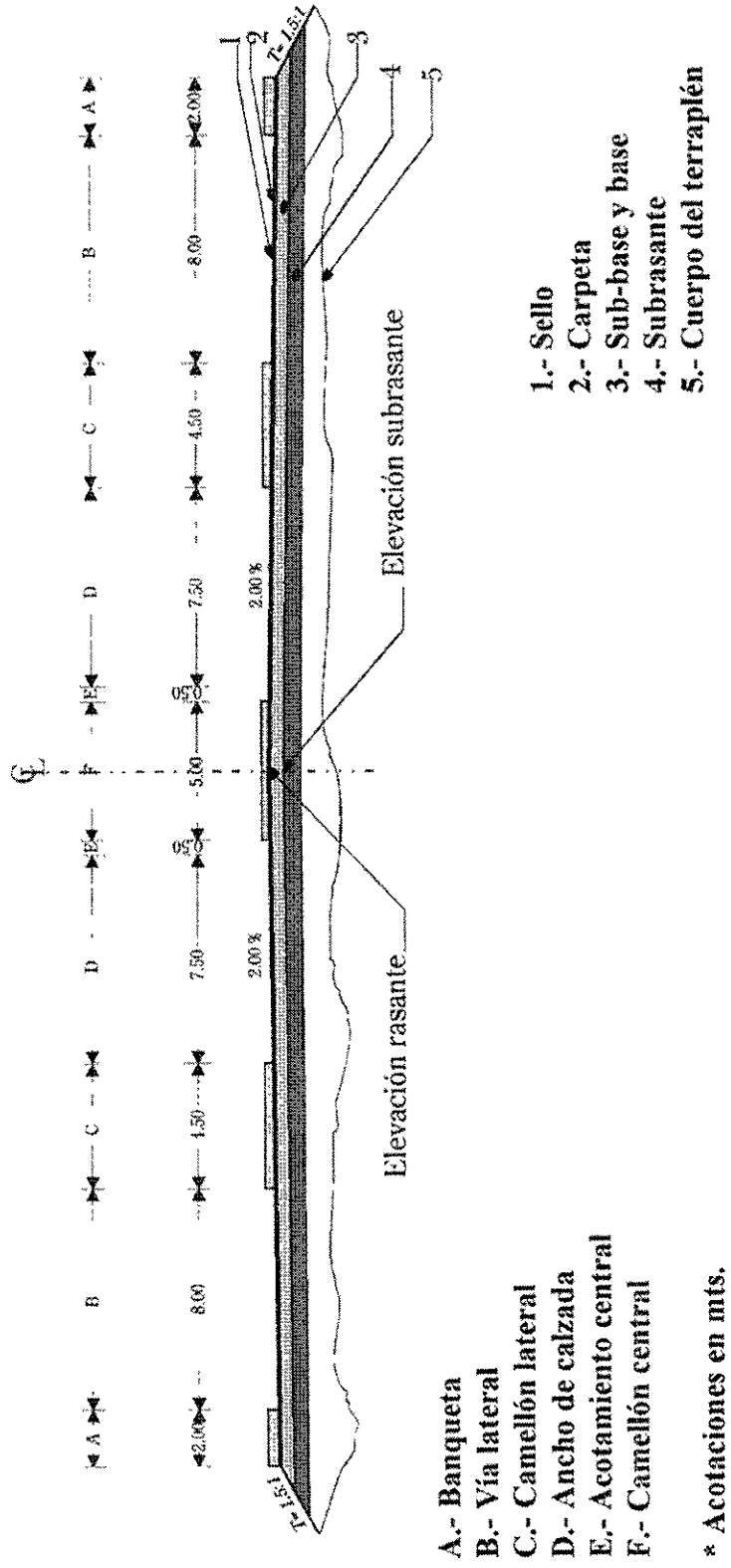
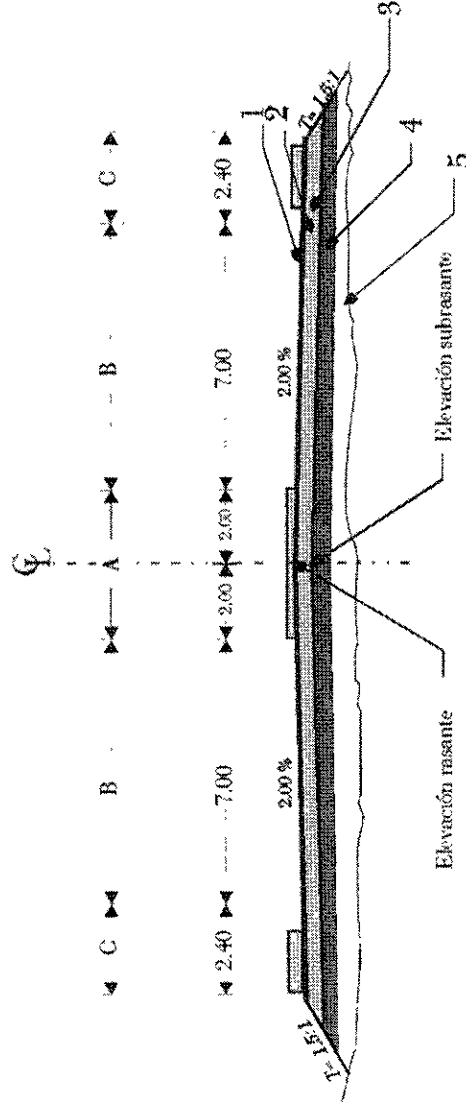


Figura 1.1 Sección tipo Bulevar que se pretende construir en la zona urbana de Puerto Escondido, Oaxaca, con las transiciones necesarias en los sitios donde sea imposible recuperar el derecho de vía o en donde la topografía lo imponga.

CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ
 TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA

SUBTRAMO: DEL KM. 135+000.00 AL KM. 145+000.00
 ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL

SECCION DE PROYECTO PARA CARRETERA TIPO A-4



- A.- Camellón central
- B.- Ancho de calzada
- C.- Banqueta
- * Acotaciones en mts.

- 1.- Sello
- 2.- Carpeta
- 3.- Sub-base y base
- 4.- Subrasante
- 5.- Cuerpo del terraplen

* NOTA: Esta sección se construirá entre los kilómetros; 135+000 y del 143+000 y del 143+000 al 145+000

Figura 1.2 Sección tipo A-4 para carreteras de 4 carriles con camellón central y acotamientos, que se pretende construir en tramos intermitentes y en las transiciones de la zona urbana de Puerto Escondido, Oaxaca.

1.1 RECONOCIMIENTO DEL CAMINO

El proyecto de ampliación y modernización del subtramo carretero considerado en el presente estudio, se encuentra entre los kilómetros 135+000 al 145+000 con origen en Pinotepa Nacional; del tramo: Pinotepa Nacional - Pochutla; de la carretera: Pinotepa Nacional - Salina Cruz, en el estado de Oaxaca.



Figura.1.3 Ubicación del estado de Oaxaca en la República Mexicana.

En general, el trazo actual de la carretera se desarrolla por zonas de morfología de lomerío suave con pocos cambios de pendientes cuyas máximas se encuentran alrededor del 4% y que generan secciones predominantemente a pelo de tierra, con escasos terraplenes, así como pocas secciones en corte.

1.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

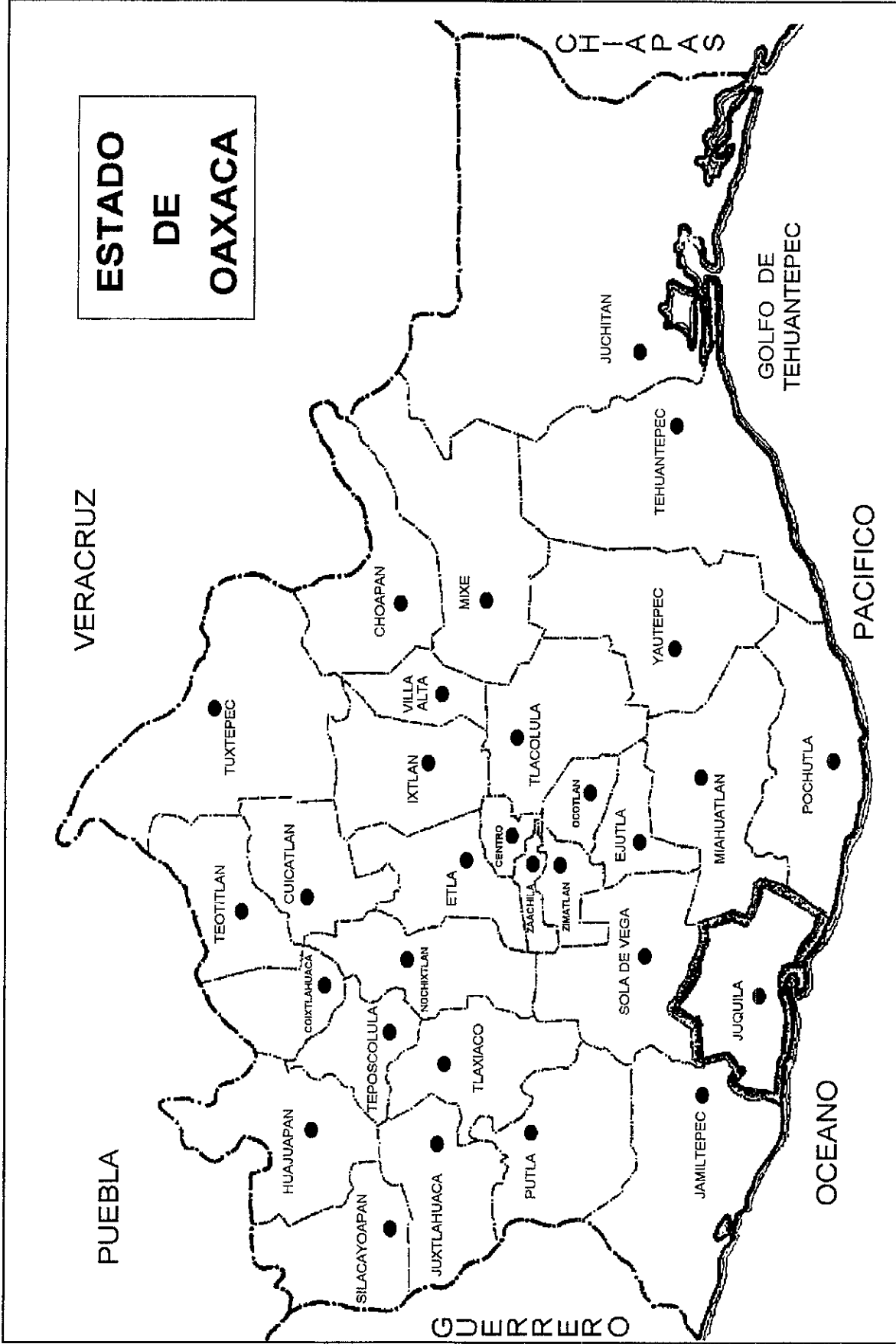


Figura 1.4 División Política del estado de Oaxaca.

1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

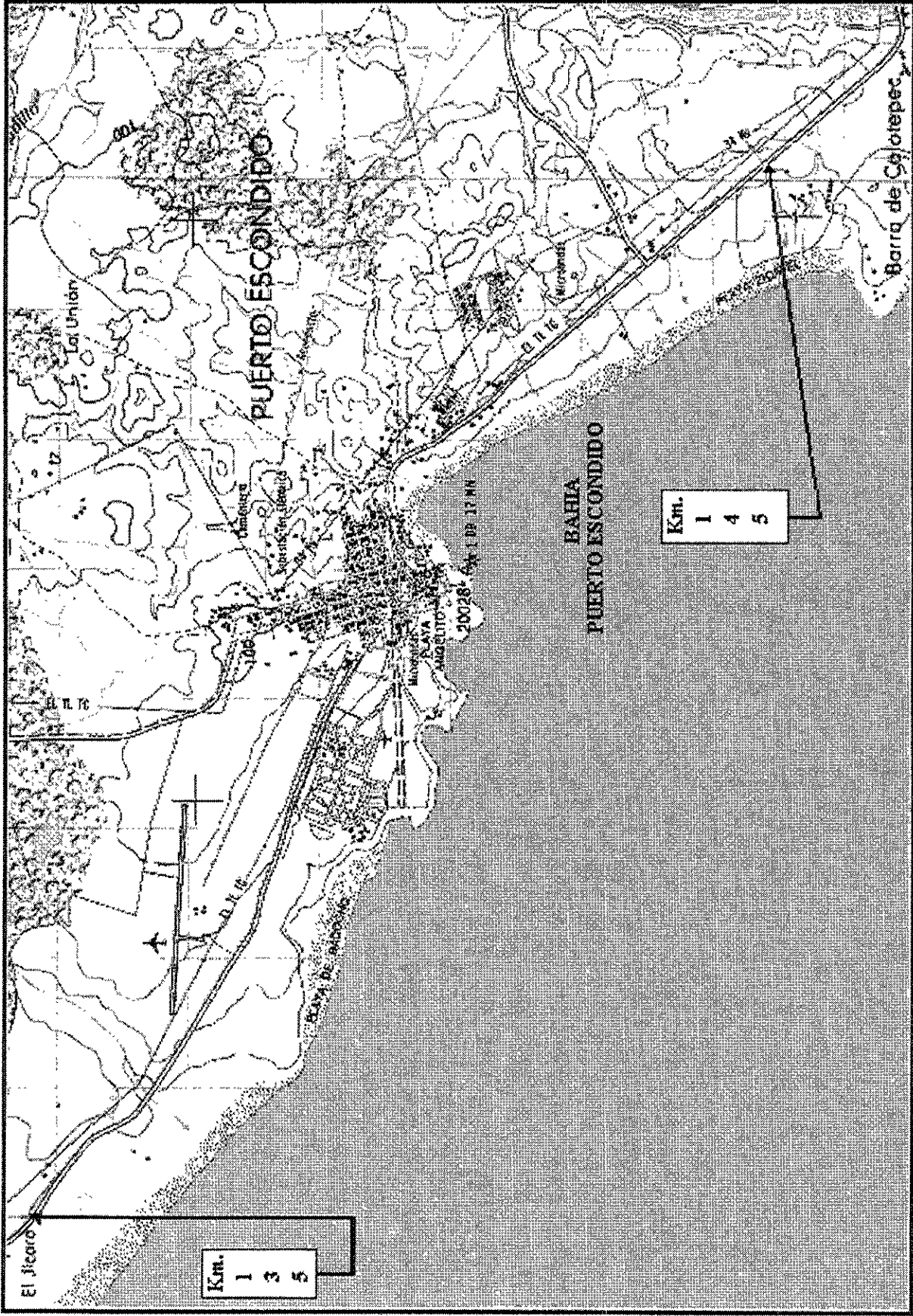


Figura. 1.5 Localización del subtramo de carretera del Km. 135+000 al Km. 145+000. Se observa primordialmente la existencia del aeropuerto y de la zona urbana de Puerto Escondido, Oaxaca.

Esta carretera esta formada por un cuerpo de dos carriles, pavimentada con concreto asfáltico y tiene la particularidad de que no hay acotamientos, lo que representa un peligro para los peatones. Existen ampliaciones de esta carretera en la zona urbana, pero sólo en tramos aislados. Cabe destacar que la pavimentación de estos 900 m de ampliaciones se realizó con concreto hidráulico y que se dejaron camellones para separar dos cuerpos en un sentido y utilizar uno de estos cuerpos como vía lateral, sin embargo lejos de beneficiar al tránsito vehicular, estas ampliaciones son causa de confusiones sobre todo al tránsito foráneo que no circula frecuentemente por esta carretera, y además carece del señalamiento adecuado.

El proyecto de ampliación y modernización considera los volúmenes de cortes y terraplenes necesarios para conseguir secciones tipo A-4 en los extremos del subtramo carretero (5 Km) y secciones tipo Bulevar dentro de la zona urbana (5Km). Es importante señalar que en algunos subtramos en donde los volúmenes de corte y/o terraplén, así como las afectaciones a las construcciones son excesivas, se proponen transiciones de alivio, tal es el caso del subtramo ubicado del km. 140+500 al 141+300 en donde se localiza un hotel seguido de una sección en balcón y más adelante el puente Regadillo.

Por otra parte, los proyectos de señalamiento, semaforización y alumbrado son parte fundamental para optimizar la correcta operación de la carretera, proporcionar la máxima seguridad al conductor y peatón y proporcionar la comodidad necesaria al usuario. Por tratarse de una zona turística, cobra relevante importancia el señalamiento de información general y de servicios turísticos.

Es importante indicar que debido al acelerado crecimiento poblacional, el desarrollo de unidades habitacionales como la del INFONAVIT localizada en el km. 138+300 y de otras colonias en plena urbanización, requerirán a corto plazo de accesos comunicados a la carretera por medio de entronques a nivel, por lo que deberán ser considerados en estudios posteriores. Actualmente se tienen definidas 24 calles de acceso y 13 entronques.

Mientras tanto es indispensable modernizar con un buen diseño, los entronques más importantes como respuesta a la afluencia turística peatonal y vehicular, así como al intenso tránsito local que por ellos circula. Estos entronques son: el entronque al Aeropuerto, a Sola de Vega y a Zicatela.

A lo largo del subtramo se encuentran una gran cantidad de escurrimientos que cruzan el camino, a los que se da paso a través de 21 obras hidráulicas menores, de las cuales una está clausurada, 5 están azolvadas, una se utiliza como basurero (acceso al Aeropuerto lado derecho) y 2 presentan daños estructurales considerables. Destaca por su importancia el puente Regadillo cuya ampliación no está considerada dentro de los alcances del presente estudio.

Estos escurrimientos son intermitentes de tipo pluvial, provenientes de las partes altas de la sierra baja compleja que forma parte de la Sierra Madre del Sur, la cual comprende las subprovincias Costas del Sur y Cordillera Costera del Sur. La cuenca Río Colotepec se encuentra parcialmente en el área, así como sus subcuencas Río Colotepec, San Pedro Mixtepec, Río Grande y Río San Francisco; es importante señalar que parte del drenaje de esta cuenca alimenta a las lagunas costeras. El escurrimiento mas importante localizado en los 10

kilómetros del subtramo, es el de una vertiente del río Regadillo y que atraviesa la carretera por el puente del mismo nombre ubicado en el kilómetro 141+212.

Además de las obras menores de alcantarillado pluvial que cruzan la carretera, se encuentran 2.57 km. de cunetas intermitentes a lo largo del subtramo, estas cunetas están azolvadas a un 30% ; también se puede observar la presencia de lavaderos, canales paralelos al camino y bordillos para uso exclusivo de algunos predios.

Es importante hacer notar que la magnitud de la obra por ejecutar implica modificaciones al entorno aún cuando se trata de un camino existente, por lo tanto el proyecto integral deberá incluir un informe de Impacto Ambiental, el cual no se desarrolla en esta tesis.

Por último y para complementar el proyecto integral, se deberá presentar un Informe Económico basado en los Estudios de Tránsito, en el Estudio del Pavimento, en la información técnica-económica recopilada y en estudios técnicos preliminares. Para los alcances del presente estudio, estos aspectos no están desarrollados.

1.2 INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

La infraestructura existente comprendida en la franja del derecho de vía, a lo largo de los 10 kilómetros de carretera en estudio, está integrada por las siguientes instalaciones:

Las redes de **Agua Potable y Alcantarillado Residual**, a cargo del Instituto Estatal del Agua y la Administración Directa de Agua Potable y Alcantarillado de Puerto Escondido, se encuentran localizadas paralelas al eje del camino y cruzan la carretera en puntos determinados, ya sea con obras de conducción propias o utilizando en ocasiones las alcantarillas pluviales transversales propias de la carretera.

La red de agua potable consta de 2 kilómetros aproximadamente de tubería en diámetros de 4", 8" y 16" . La red de alcantarillado residual consta de 3.5 kilómetros aproximadamente de tubería en diámetro de 16" . El alcantarillado residual está separado del pluvial utilizando una red propia que trabaja por bombeo en cierta longitud y posteriormente escurre por gravedad rumbo al aeropuerto. Actualmente está en construcción una planta de tratamiento que se encuentra frente a los terrenos del aeropuerto. El drenaje pluvial está constituido por subtramos discontinuos y desemboca a alcantarillas determinadas.

La Comisión Federal de Electricidad, por medio del área de distribución rural Puerto Escondido, controla la **Red Eléctrica** la cual tiene su origen en la subestación eléctrica localizada en la parte norte de Puerto Escondido y corre paralela al eje del camino, consta de 9 kilómetros de línea trifásica de 13.2 kv. colocada sobre 179 postes. Además se tienen 0.6 kilómetros de línea trifásica de 13.2 kv. que cruzan la carretera en 12 postes. Se encuentra en proyecto la incorporación de una red de 6 kilómetros de línea trifásica a 13.2 kv. con 50 nuevos servicios. La red actual también cruza la carretera por vía subterránea .

La Red Telefónica se encuentra bajo la responsabilidad de las Oficinas Regionales de Teléfonos de México de Puerto Escondido, y al igual que la red eléctrica, está instalada en postes a lo largo de la carretera y sobre el derecho de vía. También se localizan cruces aéreos y subterráneos de esta red convencional en puntos determinados. Es conveniente indicar la importancia que reviste la Red de Fibra Optica localizada paralelamente al camino del lado derecho, para la cual deberán practicarse sondeos de exploración ubicando exactamente esta instalación y protegiéndola antes de iniciar la obra de ampliación.

La Red de Telégrafos se encuentra instalada en los mismos postes de Telmex.

No existe señalamiento alguno que indique la existencia de instalaciones y/o ductos de Pemex en el subtramo analizado, únicamente se encuentran 2 gasolineras ubicadas una en el cadenamiento 137+760 en servicio y otra en el km. 146+000 .

1.3 ENTORNO GEOGRAFICO

GENERALIDADES

El área está situada en el sur del país, comprende una porción de la sierra Madre del Sur y parte de la denominada Costa Chica, en el estado de Oaxaca; tiene una superficie aproximada de 6 039 km² .

Existen dos tipos de climas : cálido subhúmedo, que prevalece en la zona de costa donde se ubican los poblados de Puerto Escondido, Puerto Angel, Copalita y sus alrededores; semicálido húmedo, en lo que comprende parte de la sierra, así mismo en los lugares donde se asientan los poblados San Pedro Mixtepec, San Bartolomé Loxica, Candelaria Loxica entre otros.

La Temperatura media anual es de 27° C y desciende gradualmente hasta alcanzar 20° C en la parte norte en donde la altitud es del orden de los 2 250 m.

La precipitación registrada es de 800 a 1 200 mm en las partes topográficas bajas como son Puerto Escondido, San Pedro Pochutla, Bajos de Coyula, Santa Cruz y sus inmediaciones; se incrementa en verano hasta los 2 500 mm aproximadamente en la zona norte donde se sitúan las localidades de San Bartolomé Loxica, Pluma Hidalgo, San Pedro Piñas y Alemania.

La evapotranspiración en el área es de 900 mm anuales es la zona de la costa y desciende a 800 mm en las sierras altas del norte.

La evaporación potencial registrada en la estación climatológica La Ceiba, localizada en el noreste de Puerto Escondido, es de 1 790 mm al año; la estación Puerto Angel reporta 2 036 anuales.

La humedad del suelo en el área es variable : en la zona costera, al sur de San Pedro Pochutla, el terreno mantiene humedad durante tres meses junio, septiembre y octubre; al oeste de la planicie costera la conserva cuatro meses de julio a octubre; en la sierra al norte del área va aumentando hasta llegar a diez meses, de marzo a diciembre en la zona más alta.

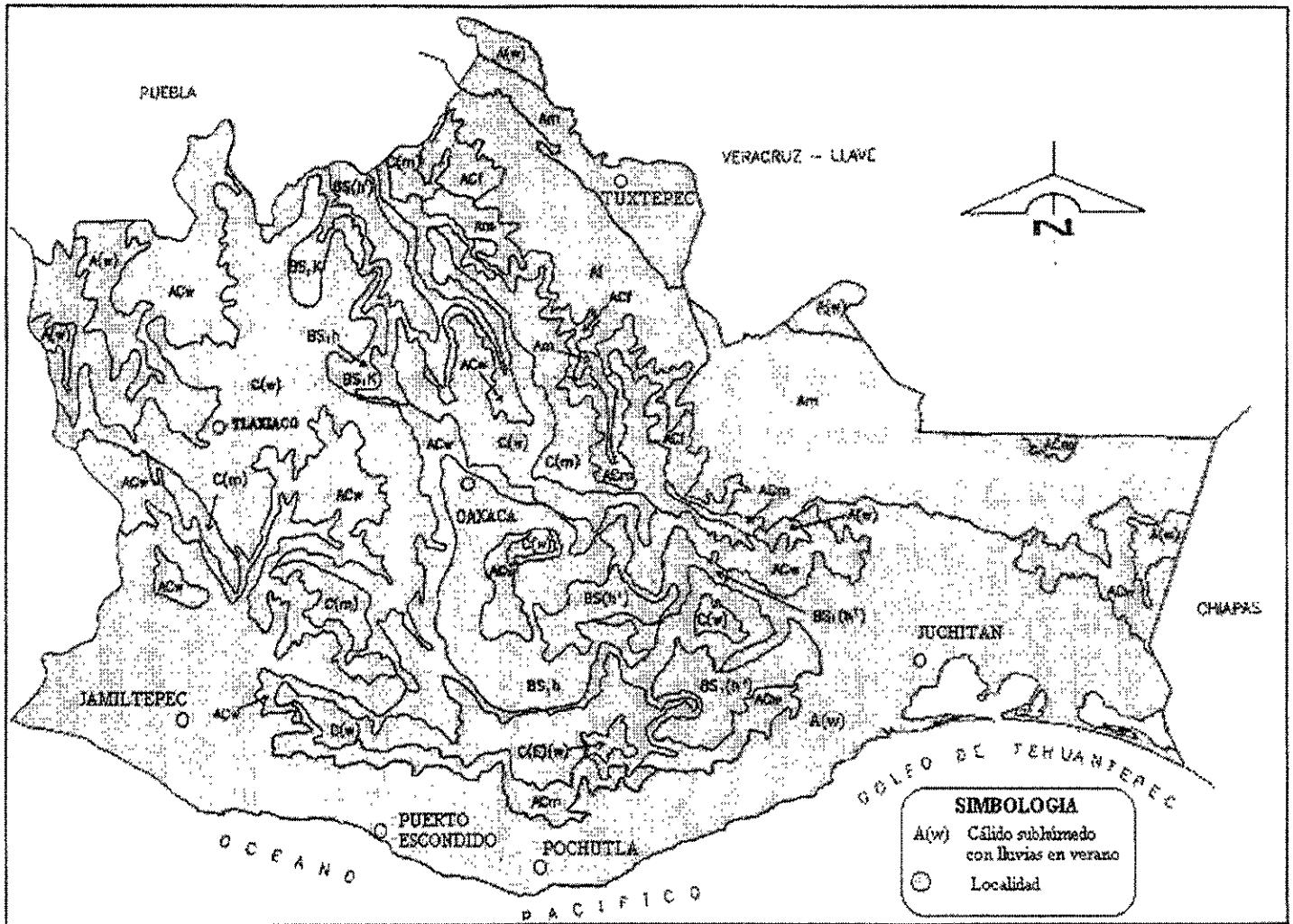


Figura 1.6 Climas en el estado de Oaxaca. Se observa que en la zona de Puerto Escondido prevalece un clima cálido subhúmedo con lluvias en verano A(w).

El área de estudio se localiza en la zona de influencia de la primera zona matriz generadora de huracanes, que corresponde al Golfo de Tehuantepec; ésta se activa en la última semana de mayo marcando el inicio de la temporada de lluvias en el país. Este fenómeno produce lluvias torrenciales en la costa de Oaxaca y coloca a la región en el semicírculo peligroso del huracán.

El área pertenece a la provincia Fisiográfica Sierra Madre del Sur y comprende las subprovincias Costas del Sur y Cordillera Costera del Sur. La primera abarca casi la totalidad del área y está formada por sierra baja compleja; en la costa, al este de Puerto Angel, existen lomeríos con llanuras, mientras que en la zona costera del oeste se localizan llanuras con lomeríos que se asocian con pisos rocosos en el norte de Puerto Escondido. Existe otra zona de lomeríos con llanuras al noroeste de la laguna de Manialtepec. La subprovincia Cordillera Costera del Sur se localiza en las tierras altas del norte, sus topofórmulas son de sierra alta compleja y una pequeña porción de cumbres tendidas. En el área existen unidades litológicas de origen metamórfico, ígneo y sedimentario, así como suelos.

El área pertenece a dos regiones hidrológicas; la 20, Costa Chica Río Verde y la 21, Costa de Oaxaca - Puerto Angel; ambas se localizan en la vertiente del Pacífico. La primera ocupa una pequeña porción del extremo oeste, que corresponde a la cuenca Río Atoyac y a la subcuenca Río Atoyac - Paso de la Reyna. La región hidrológica 21 abarca la mayoría de la superficie y se extiende al norte, contiene a tres cuencas parcialmente descritas de este a oeste respectivamente : Río Astata, que a su vez comprende una porción de la subcuenca Río Zimatlán; Río Copalita, es la cuenca más grande e importante por su extensión y se localiza en la zona de topografía más abrupta; a ésta corresponde las subcuencas Río Copalita y Río Cozoaltepec en forma parcial, San Pedro Pochutla, Río Tonameca y Río Valdeflores que se localizan íntegras en el área; la cuenca Río Colotepec se localiza parcialmente en el área, así como sus subcuencas Río Colotepec, San Pedro Mixtepec, Río Grande y Río San Francisco, es importante señalar que parte del drenaje de esta cuenca alimenta a las lagunas costeras.

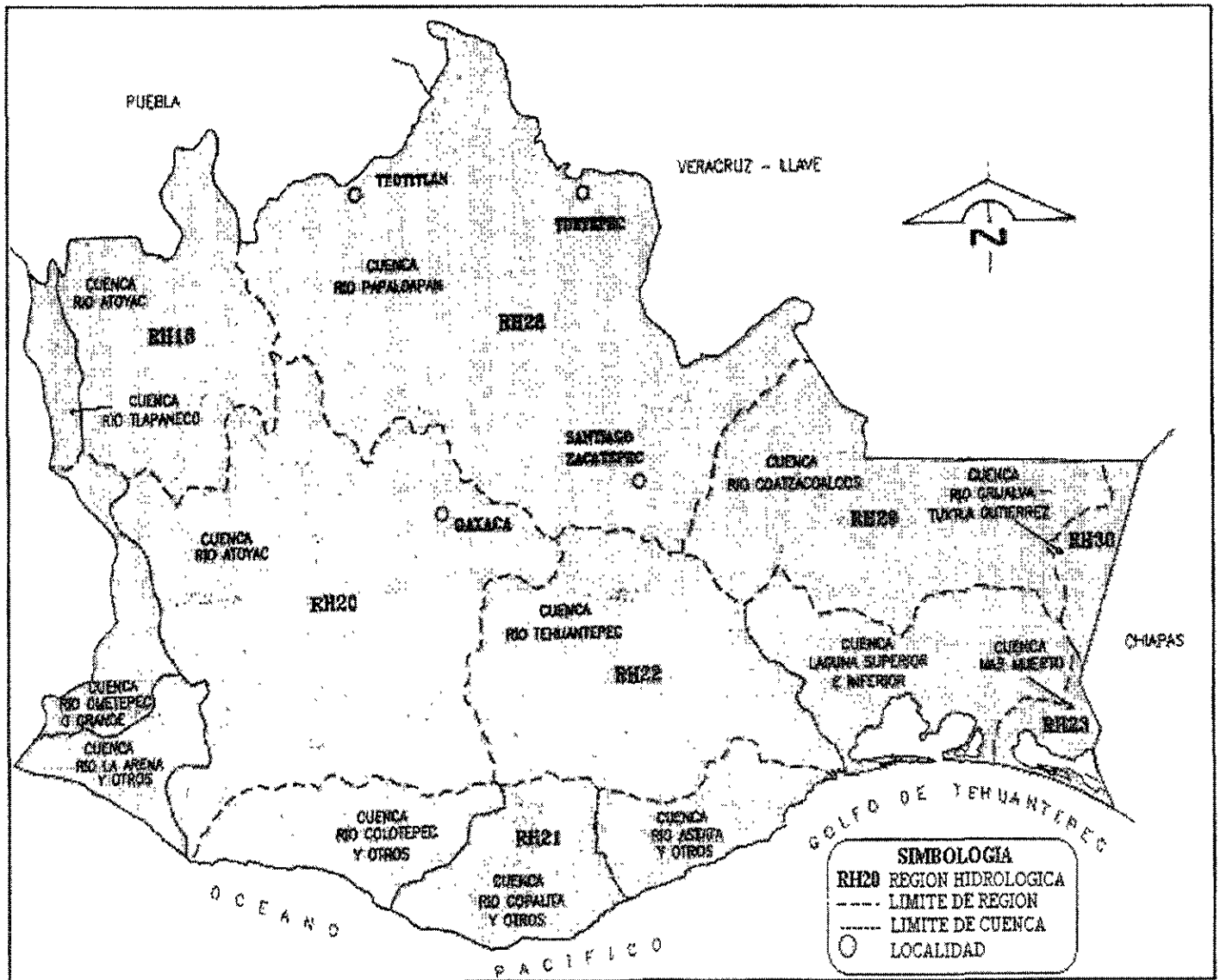


Figura 1.7 Regiones y cuencas hidrológicas en el estado de Oaxaca.

La red hidrográfica de el área, se compone de escurrimientos que tienen su origen en las partes altas del norte y su desarrollo es sensiblemente perpendicular hacia la costa, a excepción del río Copalita que presenta características diferentes : Los ríos que configuran el sistema son los siguientes : Zimatlán, se localiza en el este y tiene un desarrollo corto en esta zona, es perenne y su desembocadura queda fuera del área. El río Copalita es el caudal más importante de la zona, es perenne y se origina en la Sierra Madre del Sur, el parteaguas de su cuenca limita al norte con la región hidrológica 22 fuera del área, y alcanza una altitud de 3 800 msnm, sigue una dirección general hacia el sudeste con un curso serpenteante y pendiente fuerte, en este tramo recibe por margen izquierda varios afluentes importantes como son los ríos : San Marcial, Santo Domingo y la Cofrada, hasta desembocar en el Océano Pacífico, éste último tramo del recorrido es el límite del proyecto Bahías de Huatulco, los afluentes en la margen derecha son pequeños y sin importancia ya que su recorrido es pequeño por localizarse cerca el parteaguas del río. El río Coyula se inicia al norte del poblado de Santa María Huatulco, con un cauce perenne de dirección hacia el cerro Huatulco, donde cambia de dirección al sur, hasta descargar su agua en la costa Oaxaqueña.

Los ríos Tonameca, Cozoaltepec, Valdeflores, Colotepec, San Pedro y Manialtepec, son corrientes perennes, que llevan poco gasto en época de estiaje, sin embargo descargan volúmenes importantes en la de lluvias, estos ríos tienen un desarrollo corto a excepción de los ríos Tonameca y Valdeflores, que tienen su origen en el límite de la región hidrológica en el norte, siguen un cauce bastante definido hasta su desembocadura en la costa; existen escurrimientos a lo largo de la zona costera, que se originan en época de lluvias, algunos descargan a las lagunas que se localizan en el oeste, en general son pequeños y de trayectorias bien definidas.

Los procesos originales en las desembocaduras en la costa, son insignificantes debido a que son corrientes pequeñas, salvo el río Copalita que lleva un gasto importante y podría influir en la configuración costera. En general las corrientes forman pequeños deltas y playones aluviales en la zona litoral, sin embargo, las corrientes que desembocan en las lagunas podrían verter volúmenes de azolve importantes en estos cuerpos, si no se conservan las condiciones naturales agua arriba de éstos. Existen cuatro lagunales litorales, perennes que se alimentan de escurrimientos locales que se desarrollan en lomeríos y pequeñas sierras al norte del área, son salobres, ya que tienen comunicación al mar. Tres de ellas se localizan en su totalidad en el área : Chacahijá, San José Manialtepec y Lagartero, que es el cuerpo de agua más chico; la laguna Pastoría, se desarrolla en su mayoría en el área y es el cuerpo de agua más grande de la zona.

Existen cuatro estaciones hidrométricas en el área en funcionamiento : La Hamaca, La Ceiba, Cozoaltepec y San Isidro; la primera se localiza en el río Copalita al noroeste de Santa María Huatulco, y reporta un volumen medio anual de 1,095 millones de m³, que es el máximo en el área; la segunda estación se localiza en el río Colotepec, al este de Puerto Escondido, esta unidad de aforo registró el gasto máximo en el área con 3,506 m³/seg; las estaciones Cozoaltepec, en el río del mismo nombre, y San Isidro en el río Grande, no tienen datos suficientes por tener poco tiempo funcionando.

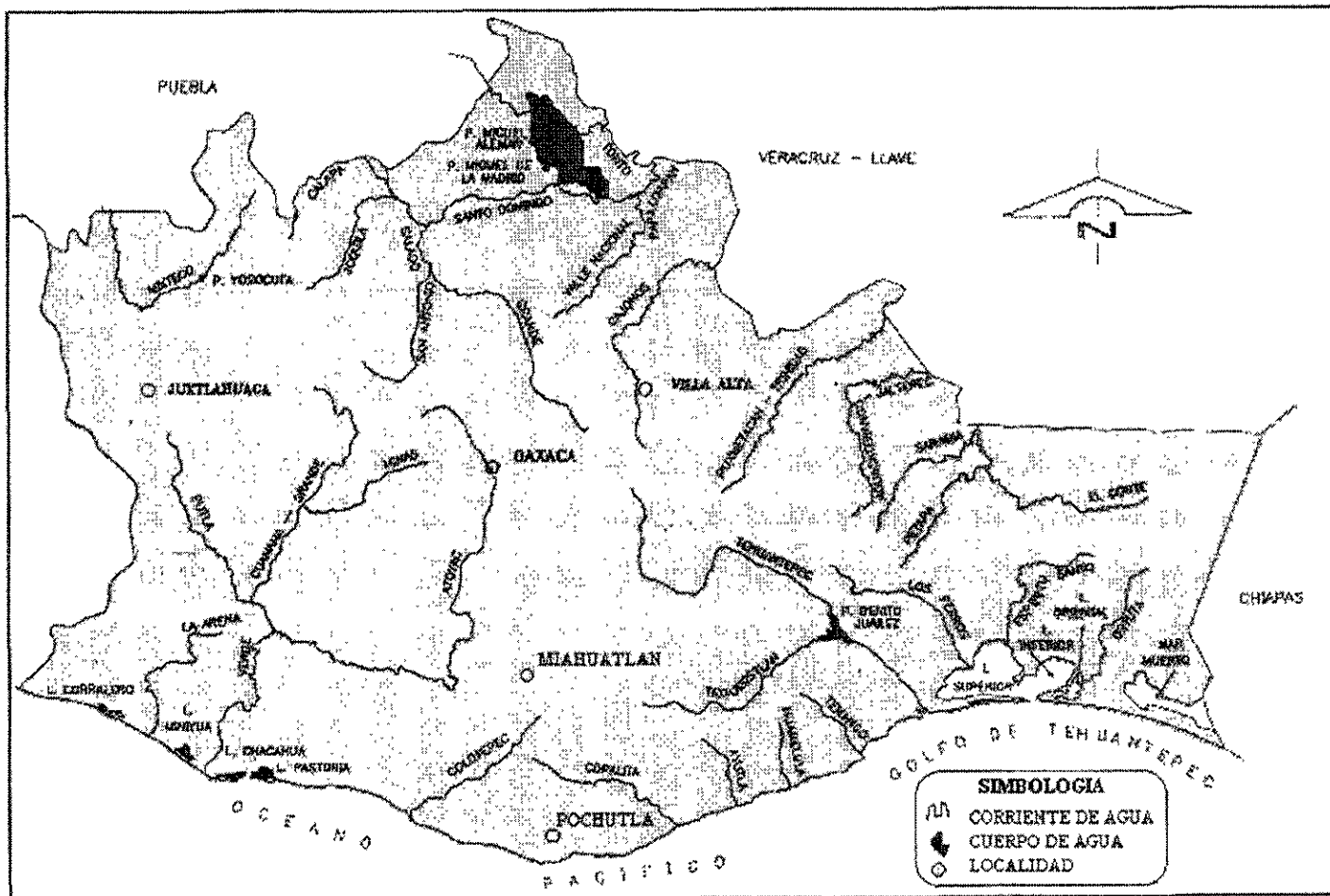


Figura 1.8 Corrientes y cuerpos de agua en el estado de Oaxaca.

El proyecto más importante en el área de estudio es el desarrollo turístico Bahías de Huatulco, localizado en la franja costera desde Puerto Angel hasta el río Copalita; está basado en el gran atractivo del lugar que comprende once bahías y una zona de playa abierta; abarca una longitud de 35 Km. Este desarrollo es un gran polo turístico para el país y reporta grandes beneficios al estado. El suministro de agua potable para el proyecto Huatulco, se realiza por medio de galerías filtrantes en la margen derecha del río Copalita.

Existen tres proyectos de pequeñas unidades de riego que se localizan en los ríos Cozoaltepec, Tonameca y Coyula; consistentes en presas derivadoras para el riego de 500, 130 y 120 Ha, respectivamente; con esta obras hidráulicas se pretende beneficiar a la zona baja en la que influyen estos cauces.

El principal uso del agua es el doméstico, le siguen en importancia el agrícola, industrial, pesca, navegación y actividades recreativas. El uso doméstico más importante del líquido lo tienen los centros urbanos de Puerto Escondido y Puerto Angel, sin embargo con el proyecto Huatulco el uso aumenta al explotar el agua subalvea del río Copalita; el uso agrícola es considerable por las tomas directas de los ríos y manantiales en el área; el uso industrial es el consumo de agua en las industrias pesqueras en los núcleos de población; la pesca, navegación y las actividades recreativas se desarrollan en algunos tramos de los ríos y en las lagunas costeras, especialmente.

El abastecimiento de agua potable de Puerto Escondido, se realiza por un pozo ubicado al oeste de esta población y una galería filtrante localizada al este, en la margen derecha del río Colotepec cuyo gasto es de 200 l/seg; la conducción se realiza por bombeo y gravedad; abastece al 70% de la población después de ser tratada, por cloración, en el tanque de distribución.

El alcantarillado de la ciudad es sanitario y pluvial; descarga en un estero fuera de la bahía.

Los depósitos aluviales costeros al oeste de Puerto Angel, continúan al norte fuera del área y presentan condiciones favorables por los suelos granulares existentes y la recarga, para la formación de un acuífero, éste presenta la condición de subexplotado. En el este, resulta antieconómica la explotación de agua subterránea por la escasa potencialidad de los acuíferos. En la demás superficie, no existen depósitos subterráneos, debido a las condiciones topográficas y geológicas; estas características propician que, las aguas subalveas de las corrientes que drenan hacia la costa, sean la única solución a las demandas de agua subterránea.

Existe un área de inundación al sur, en la barra de Tonameca, que forma cuerpos de agua intermitentes en época de lluvias debido a las condiciones topográficas locales.

En el este, en las partes altas de la sierra, se está desarrollando una erosión somera debido a la deforestación de los bosques; también hay superficies erosionadas en las laderas de la serranía, en la cuenca del río Valdeflores, aquí el fenómeno se debe a la práctica agrícola mediante el método tradicional de rosa, tumba y quema. Este sistema para la agricultura es muy utilizado en la zona de lomeríos y debe controlarse para evitar la propagación de la erosión, que puede terminar con el escaso suelo de estos sitios.

Algunos suelos presentan fases químicas sódica y sódica-salina, estos se localizan en la franja costera; la primera hacia el este de la laguna Pastería, hasta la desembocadura del río Valdeflores; los suelos con fase sódica-salina se presenta en el extremo oeste del área y comprende la zona de lagunas.

Estos contenidos de sales en el suelo, reducen su potencial para ser utilizables en la agricultura.

El agua superficial representa casi la totalidad del recurso en el área, la explotación subterránea por medio de pozos y noria es mínima, ya que sólo es utilizada para el riego local de pequeñas unidades. El balance hidráulico es positivo si tomamos en cuenta que las corrientes que drenan el área son perennes en su mayoría, y aunque llevan poco gasto en estiaje, es suficiente para los diferentes usos a nivel local.

La disponibilidad del agua es alta debido a que el régimen de lluvias en la sierra, origina volúmenes de escurrimientos considerables; el río Copalita es el más significativo. Se desconoce el potencial subterráneo que existe en el oeste del área, sin embargo, éste constituye otra alternativa, ya que los acuíferos están subexplotados, al este del área el potencial subterráneo es casi nulo.

El volumen escurrido vierte al mar o a las lagunas sin ser aprovechado; con el aprovechamiento de éste en forma directa y con sus aguas subalveas, se pueden mejorar los servicios a los diferentes núcleos de población.

Existen proyectos para dotar a la zona de infraestructura agrícola con obras de derivación, este sistema puede optimizarse con el aprovechamiento del agua subterránea. La recarga es considerable para el acuífero costero y en un futuro, si se decide explotarlo, se tendría que vigilar el efecto de la intrusión salina.

Es importante vigilar la influencia del desarrollo turístico Huatulco en la región, para no afectar la ecología; con este foco turístico, el río Copalita se convierte en el elemento hidrológico más importante del área y se tiene que evitar la contaminación de su cuenca, así como el azolve que puede ser originado por el avance de la erosión en su parte alta.

UNIDADES DE ESCURRIMIENTO.

Son áreas en las que el escurrimiento tiende a ser uniforme debido principalmente a sus características de permeabilidad, cubierta vegetal y precipitación media. Como resultado del análisis de estos factores, se obtiene un coeficiente de escurrimiento que representa el porcentaje del agua precipitada que escurre o se acumula superficialmente.

De acuerdo a su variación en el país, estos coeficientes se agrupan en cinco rangos que representan las condiciones del escurrimiento. Los rangos considerados son : de 0 a 5%, de 5 a 10%, de 10 a 20%, de 20 a 30% y mayor de 30%.

PERMEABILIDAD

La permeabilidad del terreno es un factor determinante en la tasa del escurrimiento, por lo que los materiales que lo constituyen se clasificaron, según su capacidad de infiltración.

La permeabilidad baja es la más significativa y se extiende en casi toda la zona de sierra, donde la roca predominante es gneis que presenta fracturamiento que se ha rellenado con depósitos arcillosos. Existen además, unidades de roca ígnea intrusiva que se localizan al norte de las bahías de Huatulco y abarca hasta la costa, también se presenta en la parte alta de la cuenca del río Zimatlán y en los lomeríos de la margen izquierda del río Cozoaltepec. Dentro de esta permeabilidad se estimula al suelo lacustre al oeste de la planicie costera.

Las unidades con permeabilidad alta son principalmente los depósitos aluviales en la zona costera y de los cauces de los ríos, su granulometría es gruesa con bajo contenido de finos, y espesores delgados en los cauces.

También existe suelo litoral muy permeable distribuido, a lo largo de la costa. Esta capacidad alta de infiltración se consideró para las unidades de caliza, con alto grado de disolución, que se localizan en la parte alta de la cuenca del río Copalita y al oeste de Santa María Huatulco, también se localiza en pequeñas unidades de conglomerado en la zona litoral desde Puerto Escondido hacia el este.

CUBIERTA VEGETAL

La densidad de la cubierta del suelo influye en la cantidad del escurrimiento generado, al actuar como retardador de éste, propiciando la infiltración.

La vegetación muy densa se localiza en el norte del área, en alturas mayores a los 500 msnm y se caracteriza por ser selva media subperennifolia con vegetación secundaria, dentro de esta densidad se engloba también al bosque de pino que se desarrolla en elevaciones mayores de 1 500 msnm. En las faldas de las sierras y en los lomeríos de la zona costera existe vegetación densa, representada por selva baja caducifolia y subcaducifolia; así como por las zonas de cultivos de temporal permanente que se localizan en el oeste, superficies de manglar aislados en la zona litoral y dos unidades de bosque mesófilo de montaña, enclavadas en lo alto de la sierra; esta cubierta es la más representativa por su extensión.

Como vegetación de densidad baja se consideraron los cultivos de temporal anual, pastizales cultivados y áreas de selvas desmontadas para la agricultura; esta densidad existe en la planicie costera y en pequeños lomeríos contiguos a éstas.

PRECIPITACION

La precipitación es otro de los factores importantes del escurrimiento, ya que depende de su intensidad y frecuencia, la rapidez con que el suelo es saturado y comienza el escurrimiento.

La precipitación media anual es variable en el área, el valor mínimo de 800 mm se extiende en la zona litoral al este de Bajos de Coyula hasta el límite del área; valores de 1 000 y 1 200 mm se localizan siguiendo la configuración topográfica de lomeríos y al pie de las faldas de las sierras altas; la altura de lluvia aumenta hacia el norte; láminas pluviales de 1 500, 2 000 y 2 500 mm, se presentan en laderas de la serranía en el norte, hasta llegar al valor máximo de 3 000 mm en la cuenca alta del río Copalita.

La máxima altura anual se registró en la estación climatológica Pluma Hidalgo, al noroeste de Santa María Huatulco, con 4 509 mm en el año de 1969; el dato de precipitación mínima anual fue medido en el año 1928, con 429 mm, en la estación Pochutla, actualmente suspendida.

ESCURRIMIENTO

Los factores analizados anteriormente determinan que las condiciones de escurrimiento en la zona, generan los cinco rangos de escurrimiento considerados.

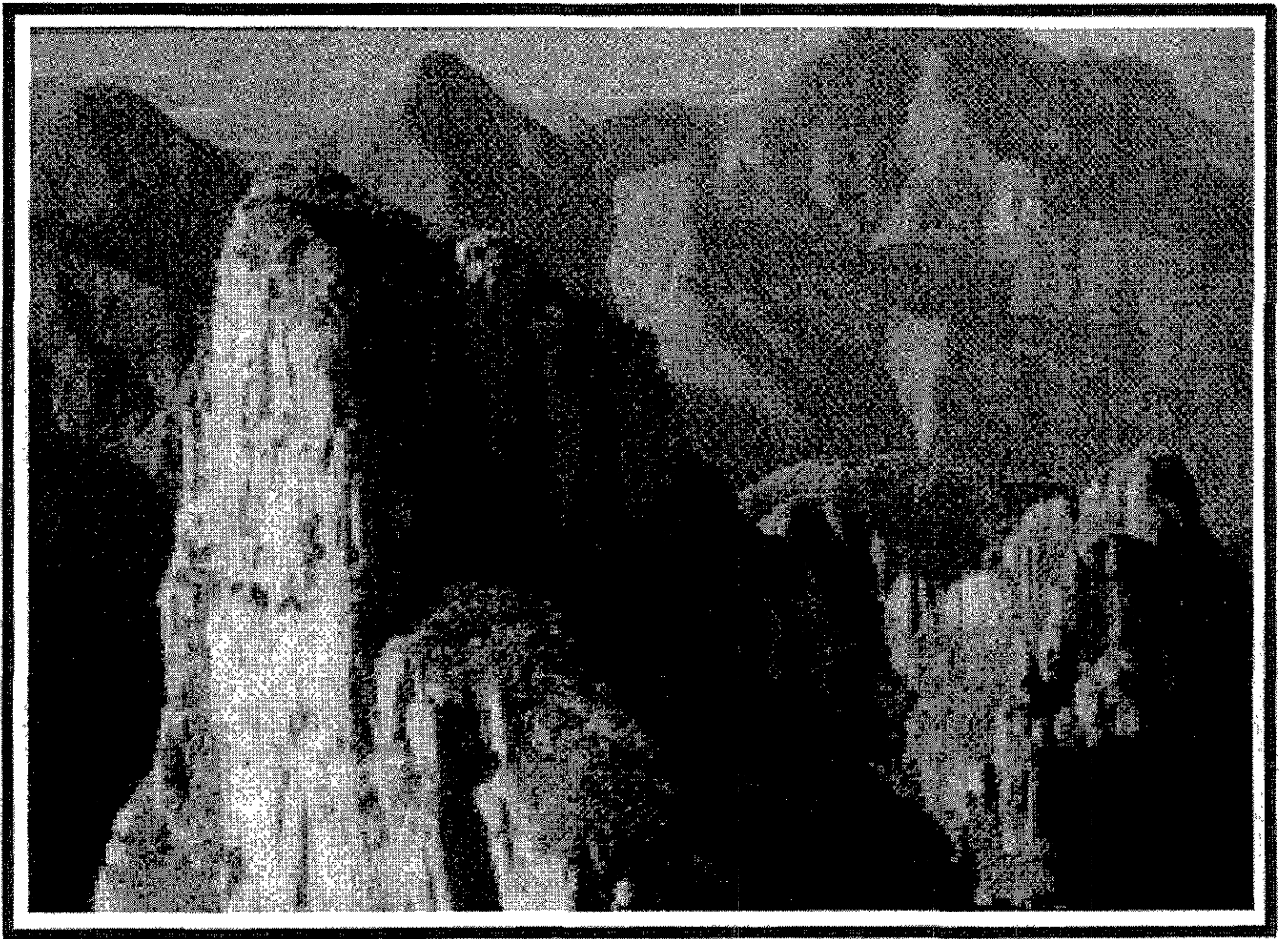
Coeficientes de escurrimiento de 0 a 5% se extienden en la planicie costera, donde se presenta una permeabilidad alta, debido a los depósitos aluviales y unidades originados por las corrientes fluviales, suelos litorales y unidades de conglomerado hacia el este de Puerto Escondido, la vegetación en este rango tienen densidad alta, a excepción de una zona con densidad baja al oeste de las lagunas; la lluvia alcanza valores de 800 mm en el este y 1 000 en el oeste.

La unidad cuya escorrentía es de 5 a 10% se localiza en lugares de capacidad de infiltración alta, en algunos depósitos aluviales en la zona de Bajos de Coyula, Huatulco y en las unidades de caliza al noroeste de Santa María Huatulco; la vegetación que permite este escurrimiento tiene densidad baja en la costa y alta en el área caliza; la precipitación tienen valores de 800 mm en el litoral y de 1 200 a 1 500 mm en la zona calcárea.

El porcentaje de 10 a 20% se presenta por toda el área; en el este, en las tierras altas calcáreas con permeabilidad alta, vegetación muy densa y descargas pluviales mayores de 2 000 mm; en lomeríos localizados a lo largo de la costa, con infiltración baja debido al gneis y algunas lomas de conglomerado con permeabilidad alta, la cubierta vegetal es densa y la lluvia varía de 800 a 1 000 mm; en el oeste, este rango se localiza en los suelos lacustres y en roca ígnea intrusiva, que poseen permeabilidad baja con una altura de lluvia de 1 m y vegetación densa.

La unidad de escurrimiento de 20 a 30% es la más extensa; se genera debido a la baja infiltración de la sierra formada por roca metamórfica, elemento preponderante en el área, con pendientes fuertes, una vegetación densa caracterizada por selvas medias y bosques y una lámina de lluvia mayor de la 1 m.

El máximo escurrimiento, mayor de 30%, se localiza en la cuenca alta del río Copalita, donde no obstante que la densidad vegetal es muy alta, bosque de pino, la permeabilidad es baja y el régimen de lluvia anual es superior de 2 m.



2.- ENTORNO GEOLOGICO

2.- ENTORNO GEOLOGICO

Debido a la gran importancia que representa el conocer con la mayor precisión posible, el entorno en donde se realizará la obra de ingeniería civil, a continuación se describen los aspectos más relevantes de este particular estudio.

2.1 FISIOGRAFIA

El área se encuentra ubicada dentro de la subprovincia Flancos o Cuestas del Sur, perteneciente a la Provincia Fisiográfica Sierra Madre del Sur, denominada así por E. Raisz (1964) en su división fisiográfica de la República Mexicana.

Las formas del relieve son contrastantes y ofrecen una orientación general NW-SE. Destaca en la porción nororiental, el complejo edificio de la Sierra Madre del Sur, con altura máxima de 2250 m; en la porción central predomina el lomerío con elevaciones mayores aisladas y la granja costera se caracteriza por las constantes llanuras de inundación relacionadas con el desarrollo de lagunas, puntas, barras, bahías y franjas litorales.

El área pertenece a la Vertiente del Océano Pacífico, es drenada por una red hidrográfica de moderada densidad, con patrones dendríticos, subdendríticos y subparalelos de diverso grado de integración; las corrientes principales, que descenden de las partes altas de la Sierra Madre del Sur, son perennes, mientras que las corrientes secundarias son generalmente intermitentes.

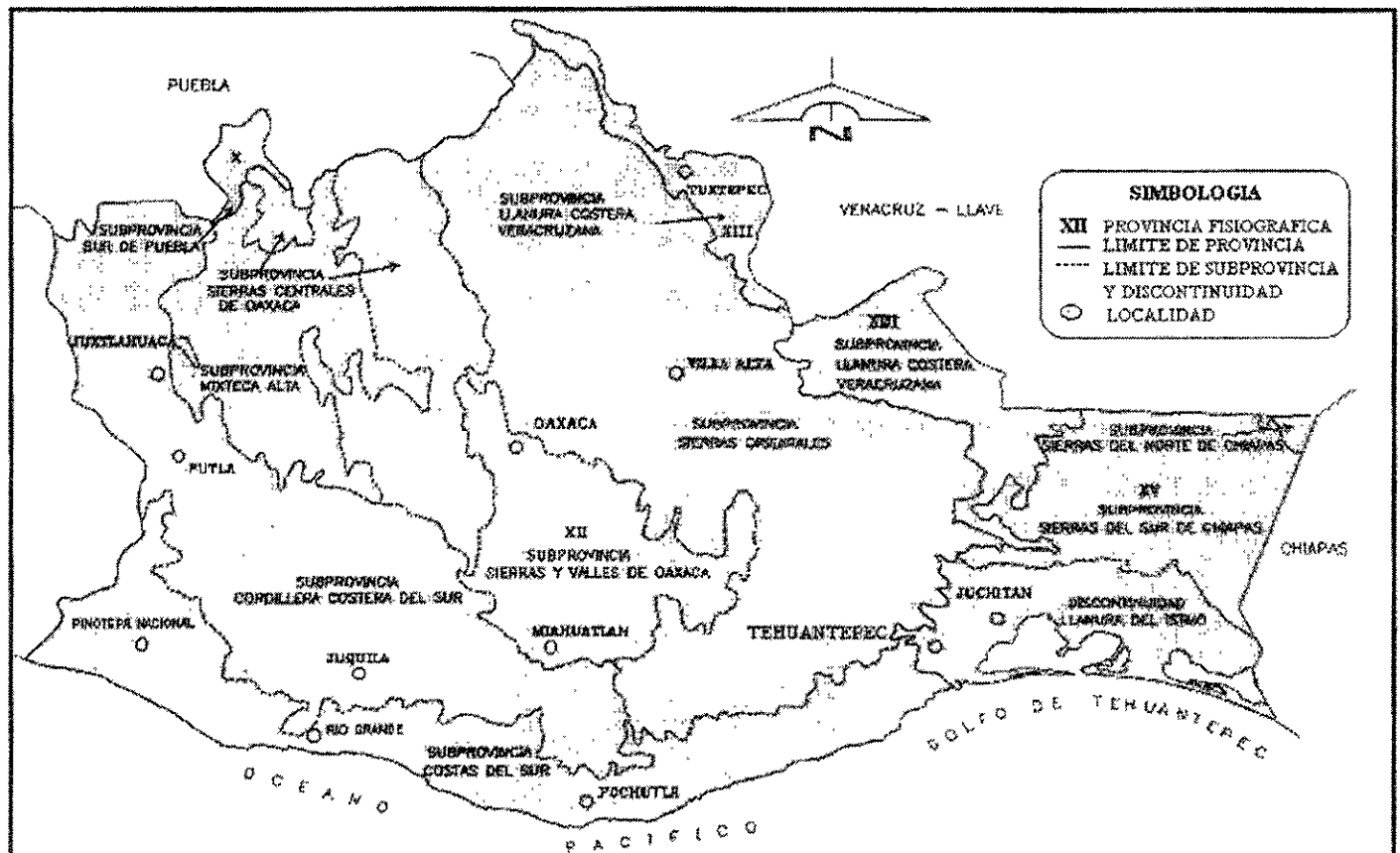


Figura 1.9 División fisiográfica del estado de Oaxaca.

2.2 GEOMORFOLOGIA

Las formas del relieve del área están expresadas en una asociación compleja de unidades formadas por rocas de diversos orígenes y periodos. La morfología dominante la constituyen las montañas complejas de la Sierra Madre del Sur, constituidas por rocas metamórficas y sedimentarias marinas, todas ellas afectadas por batolitos y en conjunto disectadas por profundos cañones fluviales que hacen evidente el desarrollo juvenil geomorfológico. todo este conjunto de relieve denudatorio tiene reflejo en las formas acumulativas que se han desarrollado en el área de la costa.

La actividad depositacional del sistema fluvial en esta área de la costa está expresada por llanuras de inundación con sistemas de barras, puntas y bahías que han sido moldeadas por la acción marina.

El desarrollo de las barras y puntas ha dado origen a las lagunas de Chacahijá, Pastoría y San José Manialtepec, a la bahía de Chahue y a las planicies aluviales y franjas litorales.

2.3 ESTRATIGRAFIA

En el área afloran unidades con un rango de edad que comprende desde el Precámbrico hasta el Reciente. Las secuencias metamórficas son las que ocupan las mayores extensiones. La unidad más antigua corresponde a un gneis del Precámbrico, que pertenece al llamado Complejo Oaxaqueño, el cual no muestra una relación observable con las rocas metamórficas del Paleozoico.

El Paleozoico está representado principalmente por gneis, metagranito y cuarcita.

Para el Mesozoico, se desarrolla durante el Jurásico una secuencia metamórfica definida por Fernando Ortega en 1981 como Complejo Xolapa, constituida por gneis, esquisto, migmatita e intrusivos ácidos. Del Cretácico inferior afloran cuerpos aislados de caliza que se presentan generalmente en forma de techos colgantes sobre las rocas metamórficas e intrusivas.

El Cuaternario se caracteriza por el depósito de sedimentos recientes no consolidados, producto de procesos exógenos.

2.4 GEOLOGIA ESTRUCTURAL

En el área el elemento tectónico sobresaliente corresponde al complejo Xolapa. Las estructuras más importantes son las fallas y fracturas; las fallas son normales, tienen un rumbo este-oeste y norte-sur, con longitudes que varían desde 2 hasta 15 km. aproximadamente; las fracturas se agrupan en dos sistemas preferentes, uno con rumbo este-oeste, paralelo al "trend" estructural de dicho terreno, y el otro sistema norte-sur, con longitudes que varían desde 5 hasta 15 km. aproximadamente; la estructura gnéisica y esquistosa es un rasgo común de las rocas que constituyen dicho conjunto, presenta foliación orientada predominantemente NNW y NNE e inclinada al NE y NW con ángulos de 50° a 80°; existen zonas de milonitas y cataclasitas como resultado del fallamiento, el cual generalmente afecta los ortogneis, migmatita, rocas intrusivas y techos colgantes calcáreos.

Las fases de deformación reconocidas en la región contemplan un primer evento tectónico contemporáneo a la Orogenia Grenvilliana, que originó las rocas metamórficas del Complejo Oaxaqueño (F. Ortega, 1981), en el Precámbrico, durante el Jurásico-Cretácico, tiene lugar la fase de formacional compresiva que produjo el desarrollo de ortogneis, migmatita y el emplazamiento de cuerpos intrusivos pertenecientes al Complejo Xolapa (F. Ortega, 1981) originado por el Evento Tectónico Cordillerano. Para el Plioceno y tiempos más recientes, la deformación fue de tipo distensiva y tiene reflejo en el complejo sistema de fracturamiento y fallamiento normal que caracteriza a todas las unidades de roca.

2.5 TIPOS DE SUELOS

ALUVIAL, Q(al) .- La unidad representa a los depósitos detríticos no consolidados, constituidos por gravas, arenas, limos y arcillas. Los detritos tienen diversa composición y grado de madurez, están compuestos por fragmentos líticos, cuarzo y feldespatos, su color varía de pardo claro a oscuro.

Morfológicamente se presenta como planicies aluviales y como relleno de valles fluviales, por lo que se distribuye ampliamente en la zona costera.

LACUSTRE, Q(la) .- Suelo compuesto por una alternancia de depósitos arcillosos y arenosos de las lagunas perennes e intermitentes que se localizan en la porción noroccidental del área cartografiada. Los sedimentos se encuentran interestratificados en capas laminares y delgadas, y tienen arreglo de estratificación cruzada; el color que exhibe es pardo claro.

Su expresión morfológica es de planicie y está expuesta, principalmente, en las zonas bajas y llanas de las lagunas de Chacahijá, Pastoría y San José Manialtepec.

LITORAL, Q(li) .- Este depósito no consolidado es el resultado de la abrasión marina sobre las rocas preexistentes y está siendo acumulado por la acción de las olas. Está constituido por arenas que varían de grano fino a grueso, principalmente de cuarzo, feldespato, máficos, fragmentos líticos y fragmentos de conchas de organismos recientes. La unidad es de color pardo claro; el redondeamiento de los granos varía de subangulosos a subredondeados. La unidad está expuesta en franjas angostas paralelas a la línea de costa y presenta la formación incipiente de dunas.



**3.- EXPLORACION, MUESTREO Y
PRUEBAS DE LABORATORIO**

3.- EXPLORACION, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO

3.1 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD Y PRUEBAS DE LABORATORIO PARA EL DISEÑO DE LAS DIFERENTES CAPAS QUE CONFORMAN EL PAVIMENTO.

El aseguramiento de calidad en caminos, interviene en todas las etapas de la obra, es decir desde su proyecto y construcción, hasta la operación y mantenimiento.

En la etapa de proyecto se deben hacer los estudios necesarios para saber con que materiales se cuenta e indicar los tratamientos a los que deben estar sujetos para poder utilizarse en las diferentes partes de la estructura. Cuando la obra está en construcción se debe verificar que los materiales que lleguen a los diferentes frentes sean los adecuados, que se tengan los tratamientos y que se utilicen los procedimientos de construcción marcados en los proyectos; se deberá revisar la geometría horizontal, transversal y vertical, así como los espesores y posición de las capas.

En la definición del programa de control de calidad es muy importante el conjunto de especificaciones que se manejen, pues fijan de un modo u otro las metas que se persiguen, los procedimientos de construcción, la forma de medición de los volúmenes de obra, las bases de pago y la manera de verificar si se ha alcanzado lo que se desea.

Es indispensable un cuadro completo de especificaciones técnicas para manejar de un modo claro y razonable todos los aspectos legales de la construcción, la contratación, etc. Las especificaciones o normas de construcción de los materiales son el producto de investigaciones, experiencias y estudios minuciosos de correlación, que toman en cuenta todos los datos recabados durante la construcción y operación de las obras, considerando así mismo, condiciones de clima, geología, tránsito, etc., que las afectan.

Se pueden distinguir tres tipos de especificaciones técnicas:

- a) **Normas o Especificaciones Institucionales.** Se refieren a la construcción de un tipo general de obra. Estas normas se aplican por ejemplo a todos los tipos de caminos que se construyen en un país.
- b) **Especificaciones particulares.** Se refieren a la construcción especial de un tipo de obra, de las contempladas en las normas. Tratándose de caminos, se pueden tener especificaciones particulares para autopistas, para caminos vecinales, para caminos de bajo costo, etc.
- c) **Especificaciones complementarias.** Son las que se indican en el proyecto de una obra en particular, por ejemplo las que se deben aplicar en la construcción de un camino que va a unir determinadas poblaciones.

Un ejemplo de especificaciones particulares se muestra en la tabla 3.1, proporcionada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para el desarrollo del proyecto tratado en esta tesis:

Tabla 3.1. Clasificación y características de las carreteras.

CARRETERA : PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.	TRAMO : PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA.
SUBTRAMO : DEL Km. 135+000 AL Km. 145+000.	ORIGEN : PINOTEPA NACIONAL.

CONCEPTO		UNIDAD	CARRETERA TIPO A4					
TDPA EN EL HORIZONTE DE PROYECTO			MAS DE 3,000 VEHICULOS					
TIPO DE TERRENO	MONTAÑOSO							
	LOMERIO							
	PLANO							
VELOCIDAD DE PROYECTO		Km. / hr.	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA		m.	75	85	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE		m.	270	315	380	405	460	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA		(°)	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	VALOR "K" CRESTA	m / %	14	20	31	43	57	72
	VALOR "K" COLUMPIO	m / %	15	20	25	31	37	43
	LONGITUD MAXIMA	m.	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA		%		4				
						3		
							8	
PENDIENTE MAXIMA		%		5				
						5		
							4	
LONGITUD CRITICA			VER FIGURA 4.4 DEL PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS S.C.T.					
ANCHO DE CALZADA		m.	A - 2		A - 4		A - 4	
			7.0		2 X 7.0		2 X 7.0	
			2 CARRILES		4 CARRILES		4 CARRILES	
ANCHO DE CORONA		m.	12.0		> 0 = A 22		2 X 11.0	
			UN CUERPO		UN CUERPO		DOS CUERPOS	
ANCHO DE ACOTAMIENTOS		m.	2.5		3.0 EXT 0.5 INT.		3.0 EXT. 1.0 INT.	
					2.0		> 0 = A 2.0	
BOMBEO		%	2.0					
SOBRE-ELEVACION MAXIMA		%	10.0					
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MAXIMAS DE TRANSICIONES		m.	VER TABLA 004 - 9 DEL LIBRO 2 PARA EL PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS S.C.T.					

PRUEBAS DE LABORATORIO Y CAMPO PARA PAVIMENTOS.

Para conocer la calidad de los materiales, verificar la calidad de la obra y estructurar la sección transversal de una vía terrestre, es necesario la utilización del laboratorio de materiales, en donde se ejecutan las pruebas adecuadas al caso. Una prueba es el conjunto de medidas sistematizadas, efectuadas a un espécimen elaborado expreso.

En un programa de control de calidad, se deben definir el conjunto de pruebas que es necesario realizar para clasificar los materiales, verificar la calidad de la obra y proyectar la estructura, las cuales proporcionan la base metodológica y técnica del programa.

Las pruebas deben cumplir con algunos requisitos como son:

- Estar dirigidas a características esenciales.
- Estar basadas en amplios estudios locales.
- Ser rigurosamente estandarizadas.
- Ser rápidas y sencillas en su realización.
- Ser de fácil interpretación.
- Ser confiables.
- Que requieran de equipos económicos y de fácil reparación y calibración.

La elección de las pruebas debe basarse en el estudio detallado de las que se realizan en otros lados para el fin que se persigue, tomando en cuenta diferentes aspectos, como la confianza que se puede tener en ellas por su reproducibilidad, el grado de dificultad en su ejecución y posibilidades de error; la precisión requerida en los resultados, la disponibilidad del equipo, etc.

Un ejemplo de lo anterior se tiene al elegir el método del Cuerpo de Ingenieros o el de la Porter modificada, para obtener los parámetros de resistencia que permitan calcular los espesores del pavimento.

Con el método del Cuerpo de Ingenieros, se deben elaborar para cada sondeo entre 12 y 15 especímenes que se compactan dinámicamente y se saturan cuando menos durante 3 días para conocer el VRS correspondiente.

En el método de la Porter modificada, en rigor sólo se requiere un espécimen por sondeo, en el que se obtengan las características de peso volumétrico seco y humedad que crea conveniente el proyectista; la compactación es estática y como no hay necesidad de saturación, el VRS se obtiene de inmediato.

Es importante lograr una buena clasificación del material del suelo que se estudie y debe ser suficiente para inferir los problemas que pueden presentarse en una obra de tierra, permitiendo su estimación cualitativa y de ella decidir si es posible utilizar el material en alguna forma.

Con la finalidad de establecer los problemas a que puede dar origen el uso de un suelo determinado, es indispensable fijar sus características, por lo que se deberá poner especial atención en los siguientes aspectos:

- a) Juzgar su origen geológico y proceso de formación.
- b) Conocer sus relaciones volumétricas y gravimétricas
- c) Determinar la relación entre el tamaño de sus partículas y el porcentaje del peso que representa cada porción de un mismo tamaño.
- d) Obtener sus límites de Atterberg o de consistencia.
- e) Adoptar un criterio de clasificación en el que se tomen en cuenta las características anteriores.

ORIGEN GEOLOGICO.- El análisis geológico y procesos de formación cobra relevante importancia para definir el tipo de suelo que se estudia, así como algunas de sus características principales y , en primera instancia, las posibilidades de utilización del mismo para la obra que se pretenda ejecutar. Es por eso que se ha dedicado el capítulo 2 de este estudio a la obtención de los rasgos fundamentales del entorno geológico.

RELACIONES VOLUMETRICAS Y GRAVIMETRICAS.- La determinación de las relaciones volumétricas y gravimétricas se puede resumir en la obtención de la relación de vacíos, la porosidad, la compacidad relativa, el grado de saturación, el contenido de agua, los pesos volumétricos y los pesos específicos.

Para clasificar a los materiales que intervendrán en la construcción de un pavimento y conocer sus propiedades mecánicas, se utilizan frecuentemente las siguientes pruebas y ensayos:

1. Granulometría.	14. Valor relativo del soporte (VRS).	26. Acidez y carga de la partícula
2. Límite líquido (wl).	15. Valor cementante.	27. Miscibilidad con cemento portland.
3. Límite plástico (wp).	16. Pruebas de compactación estáticas.	28. Desprendimiento por fricción.
4. Índice Plástico (IP).	17. Pruebas de compactación dinámicas.	29. Pérdida de estabilidad por inmersión en agua.
5. Contracción lineal.	18. Pruebas de placa.	30. Adherencia de materiales pétreos con el asfalto.
6. Equivalente de arena (EA).	19. Pruebas triaxiales (Módulo de Resiliencia).	31. Estabilidad y Flujo de mezclas asfálticas (Prueba Marshall).
7. Peso volumétrico seco máximo y Humedad óptima, (Porter estándar).	20. Pruebas de clasificación para productos asfálticos.	32. Contenido óptimo de asfalto.
8. Expansión.	21. Prueba de destilación.	33. Revenimiento.
9. Densidad.	22. Penetración.	34. Peso volumétrico del concreto hidráulico.
10. Dureza.	23. Viscosidad.	35. Módulo de resistencia del concreto hidráulico.
11. Desgaste.	24. Punto de encendido.	36. Módulo de ruptura en tensión por flexión.
12. Forma de la partícula	25. Asentamiento.	
13. Absorción.		

Tabla 3.2 Pruebas frecuentemente realizadas a los materiales que se utilizan en la construcción de las diferentes capas de los pavimentos.

A partir de estos ensayos, la clasificación de los materiales puede realizarse de las siguientes formas: a) Basándose en la granulometría, b) Tomando como referencia la carta de plasticidad de Casagrande, c) Basándose en el VRS de la Porter estándar, d) Utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), e) Utilizando Normas particulares de pavimentos, e) Combinaciones de los métodos de clasificación.

Para la estructuración de las vías terrestres es necesario practicar los ensayos antes indicados y desarrollar las pruebas de campo y laboratorio necesarias a fin de que el diseño de las capas de pavimento sean las adecuadas para los fines que se persiguen.

En el control y aseguramiento de la calidad de los materiales también intervienen estas pruebas y ensayos, mismas que se realizan tanto en campo como en laboratorio y se practican junto con algunas otras pruebas complementarias.

Es necesario conocer los procedimientos e interpretar los resultados que arrojan cada una de las pruebas que se practiquen a los materiales, sin embargo es fundamental para el proyectista el conocer las correlaciones que existen entre una prueba y otra, ya que la decisión que se tome sobre el tratamiento y la utilización de un material, depende del conocimiento de un conjunto de resultados; dicha decisión puede ser diferente en el caso de contar sólo con un resultado parcial.

A continuación se describen algunas de las pruebas indicadas anteriormente y que se considera son de relevante importancia para utilizar sus resultados como insumos en la aplicación de los métodos de diseño que se desarrollan más adelante.

PORCENTAJE DE COMPACTACION EN SUELOS

QUE PASAN LA MALLA NUMERO 4.- La prueba es conocida bajo el nombre de prueba de compactación Proctor, y se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo con un cierto contenido de agua, compactado con una energía predeterminada.

Los objetivos de la prueba son los siguientes:

- a) Determinar el peso volumétrico máximo que puede alcanzar el material de que se trate, así como la humedad óptima a que deberá hacerse la compactación.
- b) Determinar el grado de compactación alcanzado por el material, durante la construcción o en caminos ya construidos, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo proctor.

La prueba Proctor reproduce en el laboratorio el tipo de compactación que se obtiene con los rodillos pata de cabra, es decir, una compactación uniforme de la parte inferior hacia la superficie de la capa compactada.

En todos los suelos, al incrementar la humedad se proporciona un medio lubricante entre sus partículas, que permite un cierto acomodo de éstas cuando se someten a un esfuerzo de compactación. Si se sigue incrementando la humedad, empleando el mismo esfuerzo de compactación, se llega a obtener el mejor acomodo de las partículas del suelo y por consecuencia, el mayor peso volumétrico seco con una cierta humedad que es llamada "humedad óptima". Con este grado de humedad, deberá procurarse siempre efectuar la compactación en el camino, ya que facilita el acomodo de las partículas con el menor trabajo del equipo de compactación. Si se aumenta o disminuye la humedad para llegar a obtener el mismo peso, será necesario aumentar el trabajo de las máquinas de compactación. Si a partir de esta condición de humedad óptima y peso volumétrico seco máximo se hacen incrementos de humedad, se provoca un aumento del volumen de los huecos ocasionándose una sustitución sucesiva de partículas de suelo por agua, en virtud de que el volumen de aire atrapado entre las partículas de suelo no puede ser disminuido apreciablemente con ese mismo esfuerzo de compactación, obteniéndose por consecuencia, pesos volumétricos secos que van siendo menores a medida que la humedad aumenta.

Esta prueba está limitada a los suelos que pasen totalmente por la malla número 4 o cuando más, que tengan un retenido del 10% en esta malla, pero que pasen totalmente por la malla de 3/8".

No debe efectuarse, además en las arenas de río, arenas de mina, arenas producto de la trituración, tezontles francamente arenosos, y en general en todos aquellos materiales que carecen de cementación. Al tratar de hacer la prueba Proctor con materiales de este tipo se obtienen resultados inciertos, siendo en muchos casos prácticamente imposible ejecutar la prueba debido a que el agua que se adiciona no es retenida por el material una vez satisfecha la absorción de éste, sino que escurre hacia el fondo del molde de la prueba.

PORCENTAJE DE COMPACTACION EN SUELOS

CON AGREGADOS GRUESOS HASTA DE 1".- Los objetivos de la prueba son los siguientes:

- a) Determinar el peso volumétrico máximo que puede alcanzar el material de que se trate, así como la humedad óptima a que deberá hacerse la compactación.
- b) Determinar el grado de compactación alcanzado por el material, durante la construcción o en caminos ya construidos, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar, con el peso volumétrico máximo obtenido con esta prueba.

El tipo de compactación de carga estática que se aplica en esta prueba, puede compararse con el que se obtiene con los rodillos lisos o neumáticos, es decir como compactación que va de la superficie hacia abajo. La forma en que opera dicha compactación, mediante lubricación proporcionada por el agua, es semejante a la de la compactación por impactos y pueden aplicarse los mismos conceptos generales expuestos en la prueba anterior.

Esta prueba está limitada a los suelos que pasen totalmente por la malla de 1". Deberá efectuarse también en los suelos finos en que la prueba de compactación por impacto no puede realizarse, es decir en las arenas de río o de mina, arenas producto de trituración, tezontles francamente arenosos, y en general en todos los materiales que carezcan de cementación.

EQUIVALENTE DE ARENA.- El objetivo de esta prueba es el siguiente:

Se pretende que esta prueba sirva como una prueba rápida de campo, para investigar la presencia o ausencia de materiales finos o de apariencia arcillosa, que sean perjudiciales para los suelos y para los agregados pétreos.

Para la realización de la prueba se requiere el siguiente equipo:

- A) Una probeta transparente y graduada para medir volúmenes, con diámetro interior de 3.18 cm. y altura aproximada de 43 cm., con graduaciones en décimos de centímetro.
- B) Un tubo irrigador hecho con tubería de cobre o de latón con diámetro exterior de 0.64 cm.
- C) Una botella con capacidad de 3.8 lts. con equipo de sifón. La botella se colocará a 91.8 cm arriba de la mesa de trabajo.
- D) Un tramo de manguera de hule de 0.48 cm. con una pinza para poder obturarla. Esta tubería se utilizará para conectar el obturador con el irrigador.
- E) Un pisón tarado, consistente en una varilla metálica de 45.8 cm. de longitud con un pie cónico de 2.5 cm. de diámetro, en su extremo inferior. Este pie estará provisto de tres tornillos para centrarlo holgadamente dentro de la probeta, Una tapa que ajuste a la parte superior de la probeta y permita pasar por el centro holgadamente a la varilla, sirve para centrar la parte superior de la varilla respecto al cilindro. En el extremo superior de la varilla llevará adaptado un lastre para obtener un peso total del dispositivo igual a 1Kg.
- F) Una cápsula, con capacidad de 88 ml.
- G) Un embudo de boca ancha para depositar la muestra dentro del cilindro.
- H) Reserva de solución mezclada consistente de:
 - Cloruro de calcio anhidro 454 g.
 - Glicerina USP 2,050 g.
 - Formaldehído (solución volumétrica a 40) 47 g.

Se disuelve el cloruro de calcio en 1.89 lt. de agua. Se enfría y filtra la solución a través de papel filtro Whatman No.12 ó su equivalente. A la solución filtrada, se agrega la glicerina y el formaldehído; se mezcla bien el total y se diluye hasta un galón. El agua puede ser destilada o potable

- I) Solución de trabajo. Se diluye en 3.8 lt. de agua potable, 88 ml. de la solución de reserva. La marca de 11.2 cm. en la probeta graduada, corresponde a los 88 ml. requeridos.

Procedimiento de prueba para el equivalente de arena:

1. El material para la prueba deberá ser la porción de la muestra que pase la malla No.4, disgregando los terrones de material fino. Si la muestra original no está húmeda, deberá humedecerse con agua antes de tamizarse. Si el agregado grueso lleva un recubrimiento que no se desprende en la operación de tamizado, se deberá secar el agregado grueso y frotarse entre las manos, añadiendo al material fino el polvo resultante.
2. Se inicia el funcionamiento del sifón, soplando dentro de la botella por la parte superior a través de un pequeño tubo, estando abierta la pinza. Hecho esto, el aparato quedará listo para usarse.
3. Por medio del sifón se introduce la solución de trabajo dentro de la probeta, hasta una altura de 10 cm.
4. Se vierte dentro de la probeta el contenido de una cápsula llena de la muestra preparada del suelo. La cápsula llena contiene aproximadamente 110 grs. de material suelto (como promedio). Se golpea firmemente varias veces el fondo de la probeta contra la palma de la mano para hacer que salga cualquier burbuja de aire, así como para acelerar la saturación de la muestra y se deja reposar la mezcla por espacio de 10 minutos.
5. Se tapa la probeta y se agita vigorosamente manteniéndola en posición horizontal con una carrera aproximada de 20.5 cm. Se realizan 90 ciclos de agitación en aproximadamente 30 segundos.
6. Se quita el tapón de la probeta y se inserta el tubo irrigador, enjuagando los lados hacia abajo y después se inserta el tubo hasta el fondo de la probeta; se separa el material arcilloso del arenoso, suspendiéndolo en la solución mediante el movimiento suave de picado con el tubo irrigador y simultáneamente girando lentamente la probeta. Cuando el nivel del líquido se acerca a 38.1 cm. se sube lentamente el tubo del irrigador sin cortar el chorro, de manera que el nivel del líquido se mantenga aproximadamente en 38.1cm. mientras se esta sacando el tubo. Se regula el chorro precisamente antes de que el tubo este completamente afuera y se ajusta el nivel final a 38.1 cm. se deja la probeta en reposo absoluto durante 20 minutos exactamente. Transcurridos los 20 minutos se anota el nivel superior de la arcilla en suspensión, se toma la lectura con aproximación de 0.2 cm.
7. Posteriormente se introduce el pisón tarado dentro de la probeta, hasta que éste descansa sobre la arena. Se gira la varilla ligeramente, sin empujarla hacia abajo, hasta que pueda verse uno de los tornillos empleados para centrar, se anota el nivel correspondiente al centro del tornillo.

El equivalente de arena se calcula como :

$$EA (\%) = \frac{\text{Lectura en el nivel superior de la arena}}{\text{Lectura en el nivel superior de la arcilla}} \times 100$$

Si el valor del equivalente de arena es menor que el valor especificado de proyecto, se ejecutan dos pruebas adicionales con el mismo material y se toma el promedio de las tres, como el valor del equivalente de arena.

PRUEBA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE (VRS) ó (CBR).- La prueba de Valor Relativo de Soporte de California (VRS) es una prueba de penetración en donde se utiliza un pistón estándar que tiene un área de 3 pulg² (1,935 mm²), para penetrar el suelo a una velocidad estándar de 0.05 pulg. (1.3 mm.) por minuto. La presión a cada 0.1 pulg.(2.5 mm.) de penetración, hasta 0.5 pulg (12.7 mm.), se registra. Estos valores se comparan con los obtenidos en una roca triturada estándar, con lo cual se determina el VRS ó CBR. Los valores estándar de un roca triturada de alta calidad son como siguen:

Penetración	Presión
0.1 in. (2.5 mm)	1000 psi (6.9 MPa)
0.2 in. (5.0 mm)	1500 psi (10.4MPa)
0.3 in. (7.6 mm)	1900 psi (13.1 MPa)
0.4 in. (10.2 mm)	2300 psi (15.9 MPa)
0.5 in. (12.7 mm)	2600 psi (17.9 MPa)

En la mayoría de los casos, el VRS disminuye conforme la penetración aumenta, por lo que el valor correspondiente a la penetración de 0.1 pulg. se usa como VRS respecto al del material patrón. En algunos casos, el VRS en 0.2 pulg. (5.0 mm.) puede ser mayor que el obtenido a 0.1 pulg. (2.5 mm.). Si esto ocurre, se debe usar el VRS en 0.2 pulg (5.0 mm.). En el método Kentucky, la muestra se prepara a (ó cerca de) la humedad óptima como se determina en el método oficial estándar. Sin embargo, la muestra se coloca en un molde de 6 pulg. (152 m.) de diámetro y 4.6 pulg. (117 mm.) de altura, y se compacta en cinco capas iguales, cada una sujeta a 10 golpes de martillo de 10 lb. (4.5 kg.) a una caída de 18 pulg. (457 mm.). La muestra se satura durante 4 días antes de la prueba.

$$\text{VRS ó CBR} = \frac{\text{Presión para penetrar (0.1 Pulg) iniciales}}{\text{Presión para penetrar la misma cantidad en un material arbitrario (patrón).}}$$

Al material compactado y saturado se le aplica una carga estática de 140 Kg. hasta lograr la exudación en la base.

Se preparan varios especímenes con humedades diferentes cada uno.

Los factores que afectan los valores del VRS son:

1. Textura del suelo
2. Contenido de agua
3. Peso específico seco

PRUEBAS TRIAXIALES.- La prueba triaxial de Texas tiene un detalle especial en el curado, en el cual se reproducen las condiciones climáticas más desfavorables, que se espera se presenten en la vida del pavimento.

En la ciudad de Kansas, se mide el módulo de deformación de un espécimen del suelo de 10 cm. de diámetro previamente saturado.

En el estado de California, Hveem desarrolló otra prueba Triaxial, donde se mide la relación entre las presiones verticales comunicadas al espécimen y las horizontales transmitidas por éste al no permitir deformación horizontal, por estar confinado en un molde cilíndrico indeformable.

MODULO DE RESILIENCIA M_R .- El módulo de resiliencia es el módulo de elasticidad que debe usarse en la teoría respectiva. Es bien sabido que la mayoría de los materiales del pavimento no son elásticos ya que experimentan alguna deformación permanente después de cada aplicación de carga. Sin embargo, si la carga es pequeña comparada con la resistencia del material y ésta se repite un gran número de veces, la deformación bajo cada repetición de carga es casi completamente recuperable y proporcional a la carga, pudiéndose considerar como elástica.

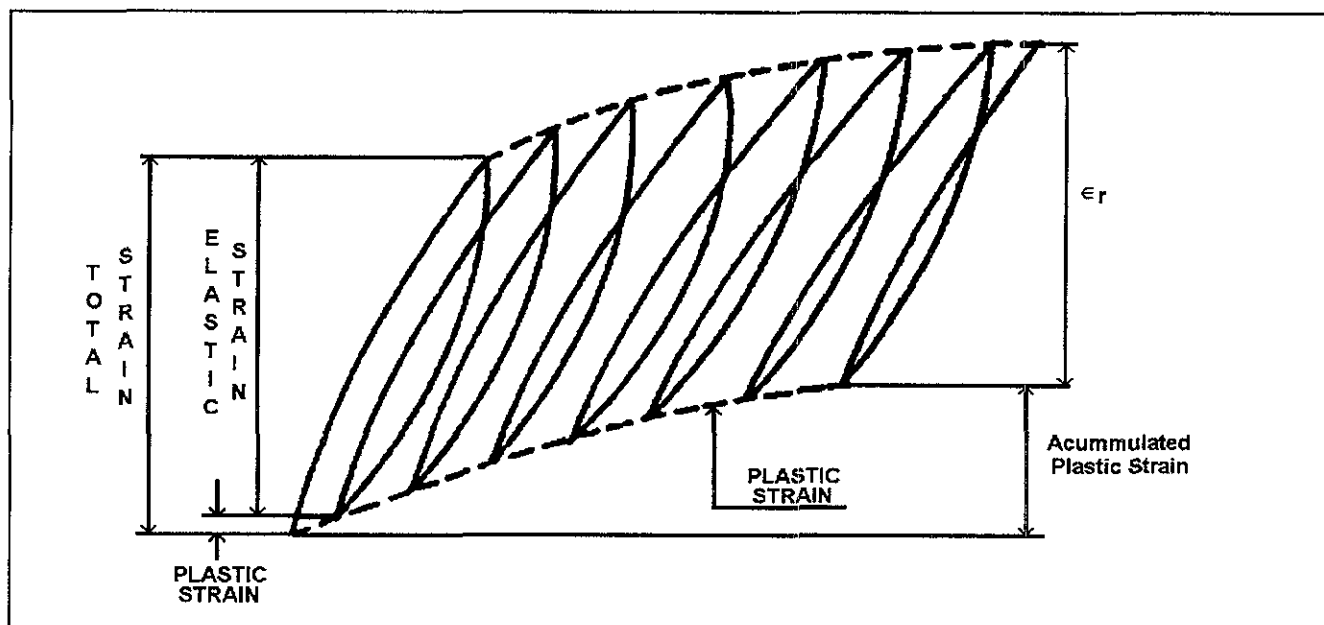


Figura 3.1 Deformaciones bajo cargas repetidas.

La figura 3.1 muestra la deformación de una probeta bajo una prueba de carga repetida. En la etapa inicial de aplicaciones de carga, hay una considerable deformación permanente, como lo indica la deformación plástica en la gráfica. Conforme el número de repeticiones aumenta, la deformación plástica correspondiente disminuye. Después de 100 a 200 repeticiones, la deformación es prácticamente recuperable en su totalidad, como lo indica ϵ_r en la gráfica.

El módulo de elasticidad basado en la deformación recuperable bajo cargas repetidas se llama **Módulo de resiliencia** y se define como:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (\text{ec. 3.1})$$

en donde σ_d es el esfuerzo desviador, que es el esfuerzo axial en una prueba de compresión no confinada o de compresión triaxial. Debido a que la carga aplicada es normalmente pequeña, la prueba del módulo de resiliencia es no destructiva y se puede usar la misma muestra para varias pruebas bajo diferentes condiciones ambientales y de carga.

Forma de la Onda de la Carga.

El tipo y duración de la carga usada en la prueba de carga repetida debe simular la que se presenta en el campo. Cuando la carga de una rueda está a una distancia considerable de un punto dado en el pavimento, el esfuerzo en ese punto es cero. Cuando la carga está directamente arriba del punto dado, el esfuerzo en ese punto es máximo. Por lo tanto, es razonable asumir que el esfuerzo vertical provocado por el impulso, sea una carga triangular cuya duración depende de la velocidad del vehículo y de la profundidad a la cual se evalúe el esfuerzo.

Barksdale (1971, citado por Huang 1993, en la referencia bibliográfica No.1), investigó los esfuerzos verticales provocados por un impulso en diferentes puntos de pavimentos flexibles. El esfuerzo vertical puede aproximarse por medio de una función triangular o senoidal, como se muestra en la figura 3.2. Después de considerar los efectos viscosos y de inercia basados en los esfuerzos verticales medidos en la prueba de camino AASHO, el tiempo de los esfuerzos verticales puede relacionarse con la velocidad del vehículo y la profundidad, como se muestra en la figura 3.3. Debido a estos efectos, el tiempo de carga no es inversamente proporcional a la velocidad del vehículo.

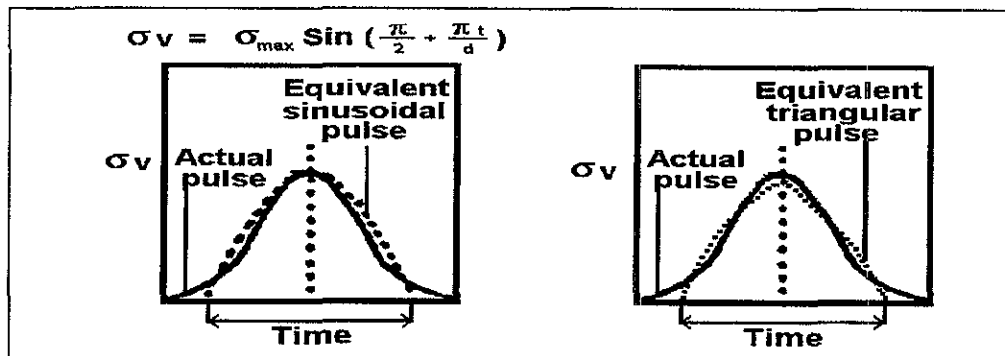


Figura 3.2 Impulso equivalente triangular y senoidal.

Brown (1973, citado por Huang) derivó el tiempo de carga para una capa bituminosa como una función de la velocidad del vehículo y del espesor de la capa. El tiempo de carga se basa en el tiempo de vibración promedio para esfuerzos en dirección vertical y horizontal a varias profundidades en la capa bituminosa. Para capas más gruesas, los tiempos de carga son ligeramente más pequeños que los obtenidos por Barksdale.

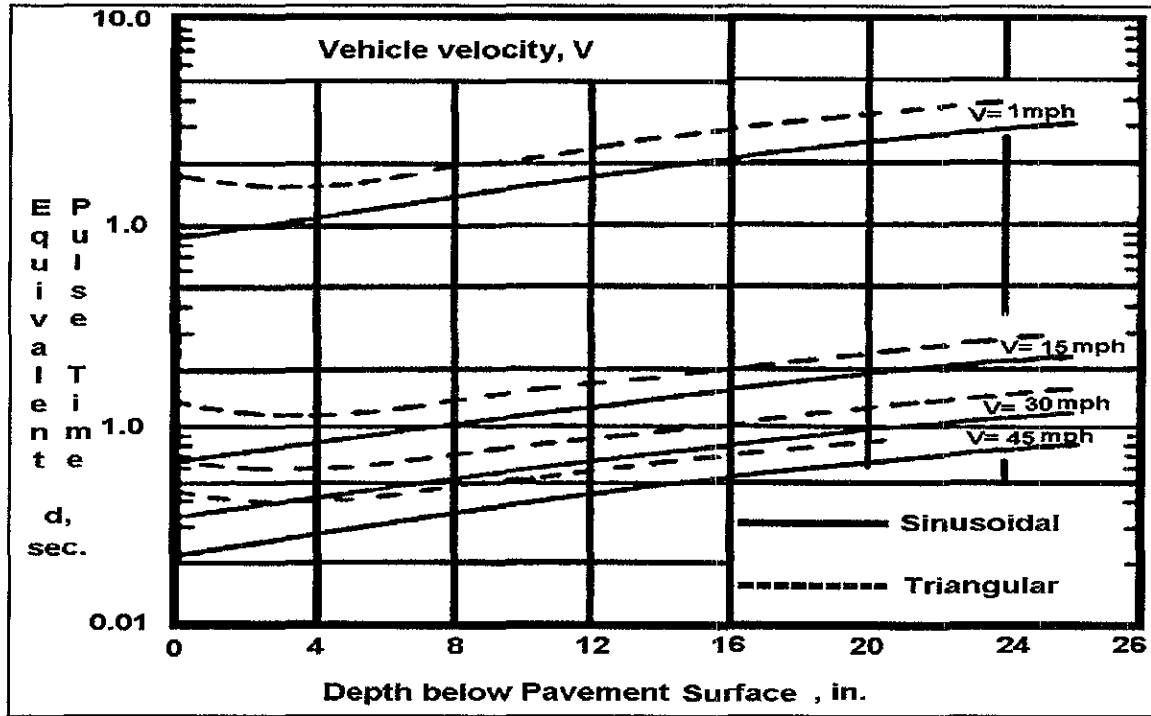


Figura 3.3 Esfuerzos verticales generados por un impulso sinusoidal.

McLean (1974, citado por Huang) determinó el tiempo de carga para un esfuerzo vertical de onda cuadrada equivalente, como se muestra en la figura 3.4, en donde los resultados de Barksdale para carga triangular de 30 mph (48 km/h) están superpuestos para comparar. Se puede ver que el tiempo del impulso basado en la onda cuadrada es más corto que el basado en la onda triangular, lo cual era de esperarse.

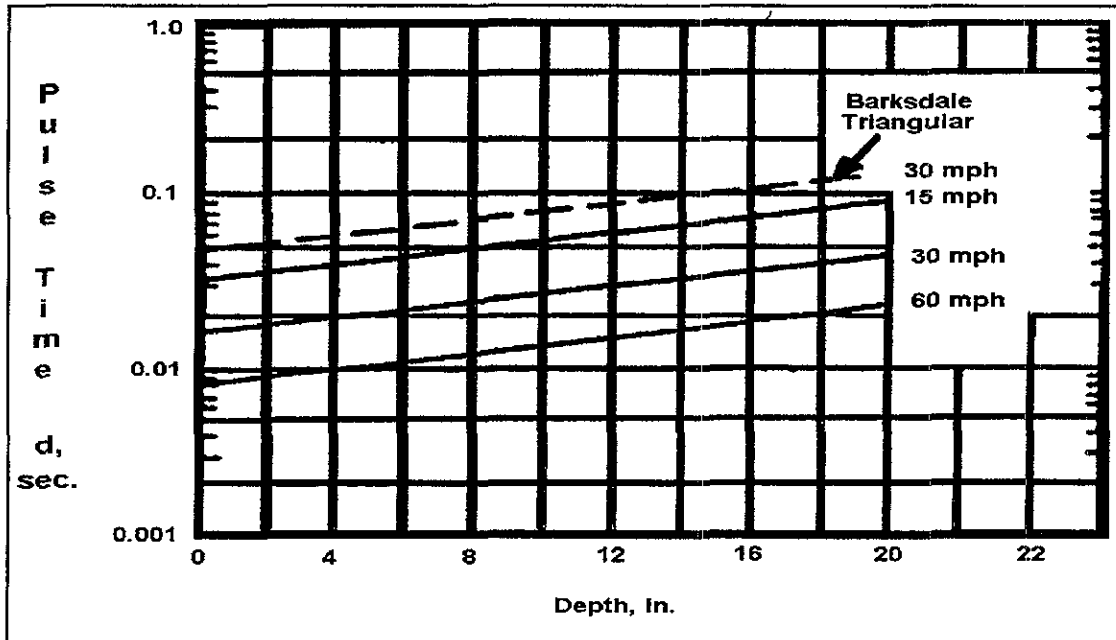


Figura 3.4 Esfuerzos verticales generados por un impulso cuadrado.

Equipo que se utiliza para realizar la prueba.

El Módulo de resiliencia M_R de los materiales granulares y de los suelos de grano fino puede determinarse mediante la prueba triaxial bajo carga repetida. La figura 3.5 muestra el equipo de prueba recomendado por FHWA * (1978). La muestra es de 4 pulg. (102 mm.) de diámetro y 8 pulg. (203 mm.) de altura. La cámara triaxial es similar a la mayoría de las cámaras estándar, excepto que es más grande para poder posicionar la celda de carga montada internamente y el equipo de medición de deformaciones, además de contar con conexiones adicionales para los cables eléctricos de los aparatos de medición. Con los aparatos de medición montados internamente se debe usar aire en lugar de agua, como fluido de confinamiento. Se pueden utilizar otras cámaras con celdas de carga exterior y equipo de medición de deformación adecuado. Sin embargo, el uso de equipo de medición interno tiene la ventaja de que los efectos de deformación del equipo, las restricciones de deformación en los extremos de la probeta y la fricción del pistón, pueden eliminarse.

El aparato de aplicación de carga repetida puede ser un sistema de pistón accionado por aire con control solenoide electrónico o una sofisticada máquina de prueba electrohidráulica con control preciso en la forma de la vibración de carga. El equipo de medición de deformación consiste en dos transformadores diferenciales de variable lineal (LVDT) fijados a la probeta por medio de un par de abrazaderas en los puntos ubicados a un cuarto de la altura de la probeta, con respecto a la cabeza y base de la misma. Además de los aparatos de medición, se requiere de equipo adecuado de excitación de señal, de acondicionamiento y de registro.

El montaje mostrado en la figura 3.5 puede utilizarse para determinar el módulo de resiliencia de mezclas de asfalto. A menos que la temperatura o el nivel de esfuerzo sea alto, la presión de confinamiento tiene muy poco efecto sobre el módulo de resiliencia, por lo que puede utilizarse la prueba de compresión no confinada bajo carga repetida sin presión de confinamiento, sin membrana de hule y piedras porosas. Se debe usar un sistema de control de temperatura para mantener esta constante en la probeta durante la prueba.

El módulo de resiliencia de mezclas de asfalto también puede determinarse mediante la prueba de tensión indirecta bajo carga repetida. Una carga senoidal de compresión u otra forma de onda adecuada se aplica en el plano diametral vertical de una probeta cilíndrica a través de un fleje de carga y se mide la deformación horizontal recuperable resultante. El dispositivo de carga repetida es igual al usado en la prueba de compresión. El arreglo del transductor para medir el módulo de resiliencia se muestra en la Figura 3.6. El módulo de resiliencia se calcula como:

$$M_R = \frac{P(V + 0.2734)}{\delta t} \quad (\text{ec. 3.2})$$

en donde P es la magnitud de la carga dinámica en libras, V la relación de Poisson, δ es la deformación total recuperable en pulgadas, y t es el espesor de la probeta en pulgadas. La relación de Poisson se toma generalmente como: $V = 0.35$

*FHWA: Predictive Design Procedures, Federal Highway Administration.

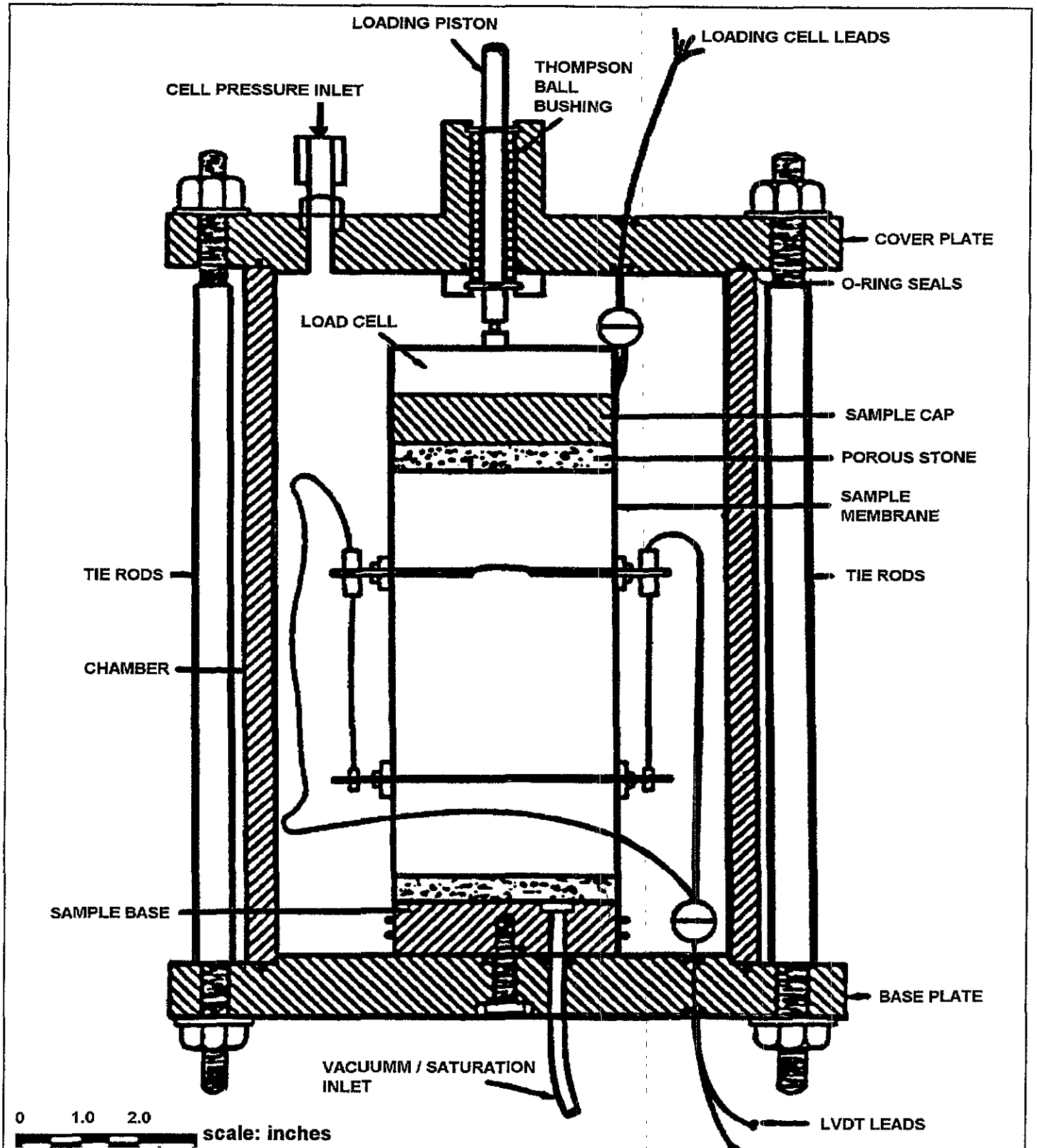


Figura 3.5 Cámara triaxial para pruebas con muestras cilíndricas.

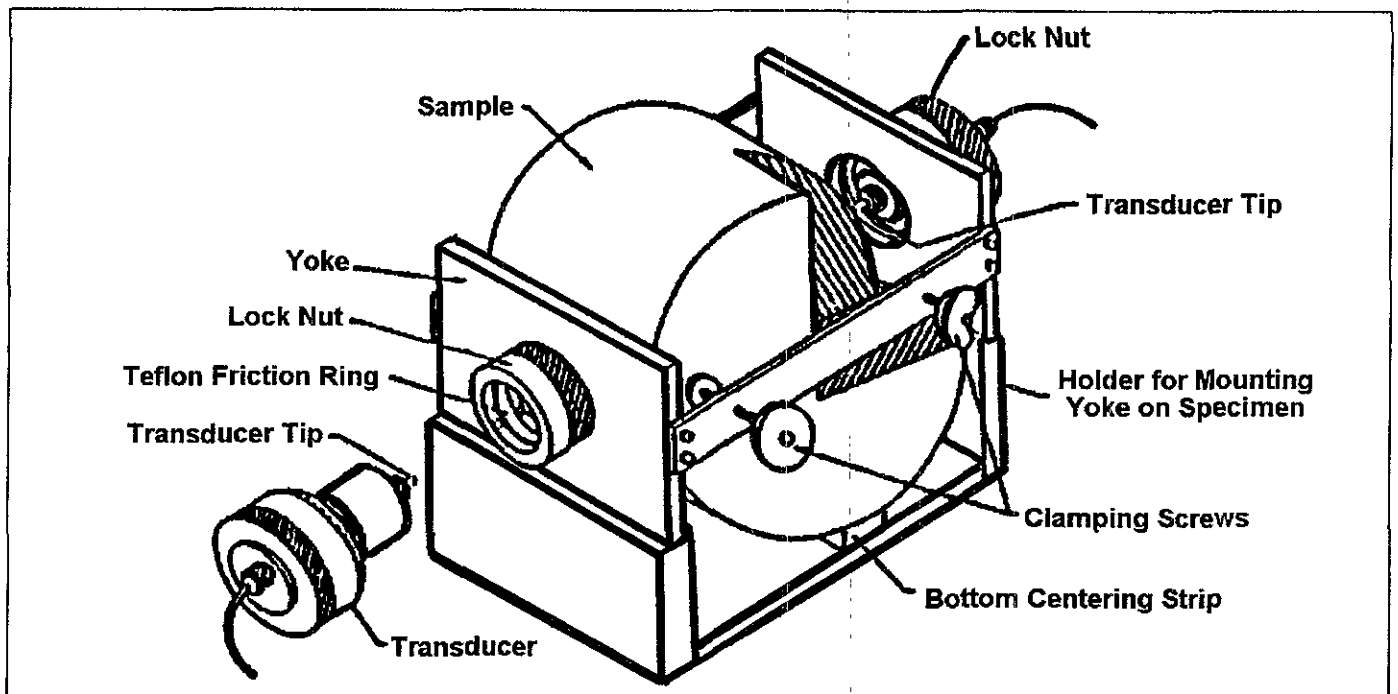


Figura 3.6 Arreglo del transductor para prueba de tensión indirecta.

Materiales Granulares.

La prueba del módulo de resiliencia para materiales granulares y suelos de grano fino está especificada por AASHTO (1989) en "Módulo de resiliencia para suelos utilizados como capa de pavimento T274-82". El ajuste de la probeta puede llevarse a cabo mediante la aplicación de varias combinaciones de presiones de confinamiento y esfuerzos desviadores como sigue:

1. Aplique una presión de confinamiento de 5 lb/in^2 (35 kPa) y genere un esfuerzo desviador de 5 lb/in^2 (35 kPa) y luego 10 lb/in^2 (69 kPa); el número de ciclos, de cada nivel del esfuerzo desviador será de 200.
2. Aplique una presión de confinamiento de 10 lb/in^2 (69 kPa) y genere un esfuerzo desviador de 10 lb/in^2 (69 kPa) y luego 15 lb/in^2 (104 kPa); el número de ciclos, de cada nivel del esfuerzo desviador será de 200.
3. Aplique una presión de confinamiento a 15 lb/in^2 (104 kPa) y aplique un esfuerzo desviador de 15 lb/in^2 (104 kPa) y luego 20 lb/in^2 (138 kPa); el número de ciclos, de cada nivel del esfuerzo desviador será de 200.

Después del ajuste de la probeta, se aplica la siguiente secuencia de esfuerzos de confinamiento y desviadores y los resultados se registran para el ciclo 200 de cada nivel de esfuerzo.

1. Aplique una presión de confinamiento de 20 lb/in² (138 kPa) y genere esfuerzos desviadores de 1, 2, 5, 10, 15 y 20 lb/in² (6.9, 14, 35, 69, 104 y 138 kPa).
2. Reduzca la presión de confinamiento a 15 lb/in² (104 kPa) y genere esfuerzos desviadores de 1, 2, 5, 10, 15 y 20 lb/in² (6.9, 14, 35, 69, 104 y 138 kPa).
3. Reduzca la presión de confinamiento a 10 lb/in² (69 kPa) y genere esfuerzos desviadores de 1, 2, 5, 10, y 15 lb/in² (6.9, 14, 35, 69, y 104 kPa).
4. Reduzca la presión de confinamiento a 5 lb/in² (35 kPa) y genere esfuerzos desviadores de 1, 2, 5, 10, y 15 lb/in² (6.9, 14, 35, 69, y 104 kPa).
5. Reduzca la presión de confinamiento a 1 lb/in² (6.9 kPa) y genere esfuerzos desviadores de 1, 2, 5, 7.5 y 10 lb/in² (6.9, 14, 35, 52, y 69 kPa). Detenga la prueba después de 200 repeticiones del último nivel de esfuerzo desviador o cuando la probeta falle.

Suelo de grano fino.

El ajuste de la probeta para suelos de grano fino no es tan detallado como para los materiales granulares. AASHTO recomienda el uso de una presión de confinamiento de 6 lb/in² (41 kPa) seguida de 200 repeticiones de cada uno de los niveles de esfuerzos desviadores de 1, 2, 4, 8, y 10 lb/in² (6.9, 14, 28, 55 y 69 kPa). Después del ajuste de la muestra se aplican las siguientes secuencias de esfuerzos y los resultados se registran en el ciclo número 200 de cada nivel de esfuerzo desviador aplicado.

1. Aplique un esfuerzo desviador de 1 lb/in² (6.9 kPa) bajo presiones de confinamiento de 6, 3, y 0 lb/in² (41, 21, y 0 kPa).
2. Aplique un esfuerzo desviador de 2 lb/in² (14 kPa) bajo las mismas presiones de confinamiento de 6, 3, y 0 lb/in² (41, 21, y 0 kPa).
3. Continúe la secuencia de carga anterior para niveles de esfuerzos desviadores de 4, 8 y 10 lb/in² (28, 48 y 69 kPa).

Se acepta que un esfuerzo desviador de 10 lb/in² es probablemente el valor más grande que se pueda presentar en una subrasante. Si se requieren módulos de resiliencia a esfuerzos desviadores mayores, estos deben incrementarse hasta que se alcance la resistencia a la compresión no confinada (esfuerzo de confinamiento nulo).

Es pertinente hacer notar que los procedimientos especificados en AASHTO T-274 para la prueba de suelo de grano fino y granular tienen muchos defectos y fueron modificados por el Programa Estratégico de Investigación Carretera para producir procedimientos de pruebas más repetibles y menos complicados (Claros et al., 1990) citado por Huang. Los cambios principales son el uso de LVTD externos para las mediciones de deformaciones de todos los tipos de suelos y la modificación completa de secuencias de carga, eliminando esfuerzos desviadores bajos, los cuales producen alta variabilidad, y esfuerzos desviadores altos, los cuales causan fallas en la muestra.

Mezclas de Asfalto.

Los especímenes usados para las pruebas de compresión tienen regularmente 4 in. (102 mm.) de diámetro y 8 in. (203 mm.) de altura mientras que aquellos para pruebas de tensión indirecta tienen 4 in. (102 mm.) de diámetro y 2.5 in. (64 mm.) de espesor. La ventaja de las pruebas de tensión indirecta es que se pueden utilizar probetas del tamaño Marshall, las cuales se fabrican fácilmente en el laboratorio o pueden ser recuperadas de los pavimentos.

También en la mezcla de asfalto se requiere el ajuste de la muestra antes de que se registre la deformación recuperable. El ajuste se puede llevar a cabo aplicando una carga repetida a la probeta sin impacto por un periodo mínimo suficiente para obtener una lectura de deformación uniforme. Dependiendo de la frecuencia de carga y la temperatura, es común un mínimo de 50 a 200 repeticiones de carga; sin embargo, el mínimo para una situación dada debe determinarse de tal manera que las deformaciones elásticas sean estables. Las pruebas sobre la misma probeta son hechas usualmente a tres temperaturas de 41, 77, y 104 °F (5, 25, y 40°C) para generar valores de diseño sobre los rangos de temperaturas encontrados normalmente en los pavimentos.

El módulo de resiliencia de la probeta a compresión se determina de la ecuación 3.1. Se ha utilizado más frecuentemente una carga senoidal de 20-lb/in² (138-kPa) con una duración de 0.1 s y un periodo de reposo de 0.9 s. El módulo de resiliencia de una probeta sometida a una prueba de tensión indirecta se calcula con la ecuación 3.2. Las cargas dinámicas con amplitudes de 40 a 60 lb. (180 a 270 kN), duración de carga de 0.1 s y aplicadas cada 3 s. son muy comunes. La prueba se especifica en "Método de Prueba Estándar para Prueba de Tensión Indirecta para la determinación del Módulo de Resiliencia de Mezclas Bituminosas", D4123-82 ASTM (1989b).

Correlaciones con Otras Pruebas.

Varias pruebas empíricas se han utilizado para determinar las propiedades de los materiales empleados en el diseño de pavimentos. La mayoría de estas pruebas miden la resistencia del material y no son una representación verdadera del módulo de resiliencia. Un estudio muy completo fue hecho por Van Til y Al (1972, citado por Huang), para correlacionar el módulo de resiliencia así como otros parámetros del suelo con su valor relativo de soporte o el valor de resistencia de la capa empleada en las ecuaciones de diseño AASHTO. Estas correlaciones pueden usarse como guía si no se cuenta con otra información más confiable. Debe notarse que cualquier correlación empírica está basada en una serie de condiciones locales, la cual pierde validez si las condiciones actuales son diferentes de aquellas bajo las cuales se estableció la correlación. Por lo tanto, se debe tener un gran cuidado en la selección del módulo de resiliencia a partir de estas correlaciones.

Suelos usados como capa de pavimento.

La figura 3.7 muestra un nomograma de correlación que puede utilizarse para estimar el módulo de resiliencia de los suelos empleados como parte integrante de un pavimento a partir del valor R, VRS ó CBR, clasificación triaxial de Texas e índice de grupo.

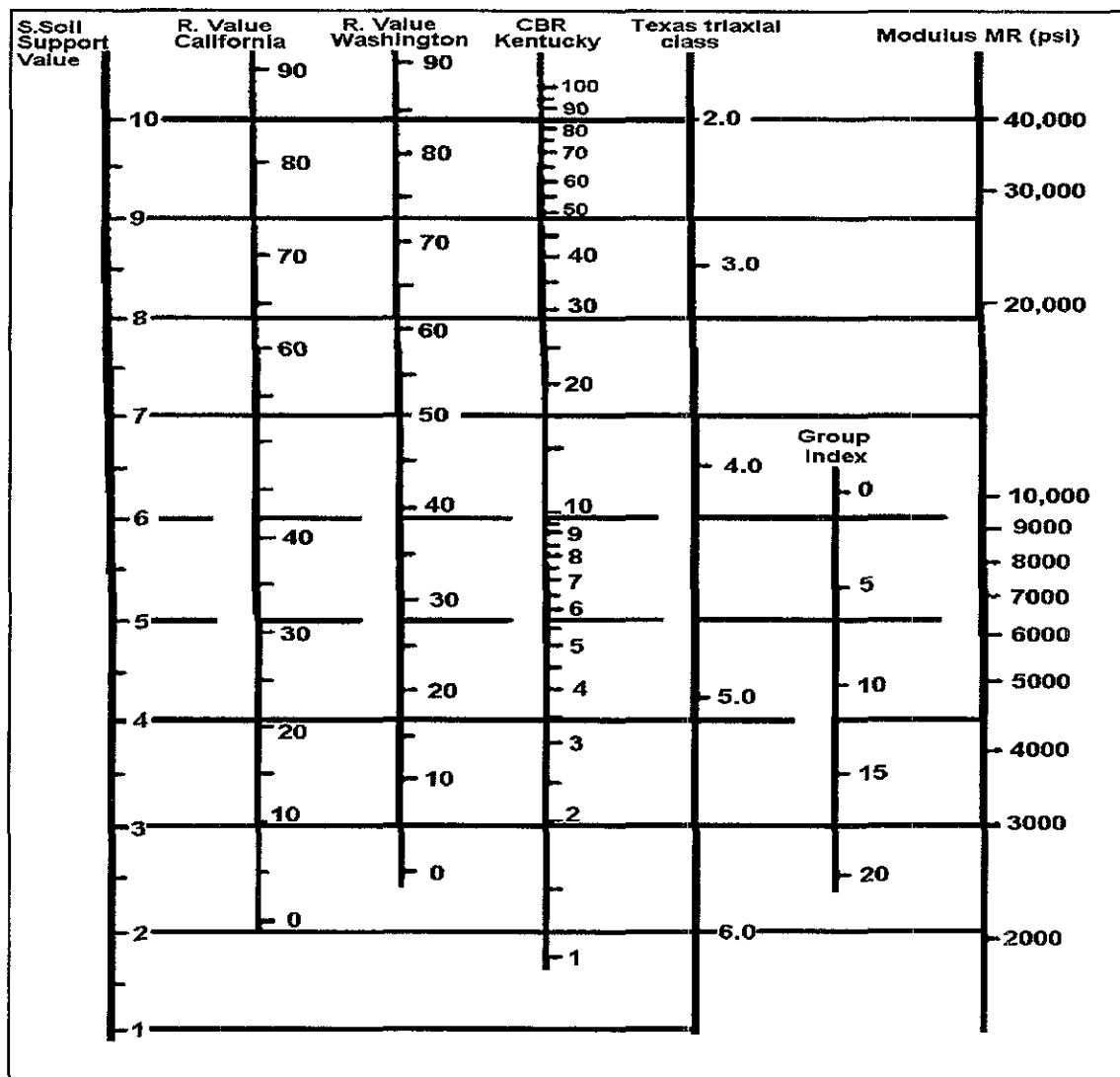


Figura 3.7 Nomograma de correlación para la estimación del módulo de resiliencia de los suelos (1 PSI = 6.9 Kpa).

El valor R representa la resistencia de un suelo determinada mediante el estabilómetro. Esta prueba fue desarrollada por la División de Carreteras de California y mide básicamente la fricción interna del material, mientras que la cohesión de los materiales finos se mide mediante la prueba del cohesiómetro. La figura 3.8 es un diagrama esquemático del estabilómetro, en el cual se realiza una prueba triaxial de sistema cerrado. Se aplica una presión vertical de 160 lb/in² (1.1 MPa) a una muestra de 4 pulg. (102 mm) de diámetro y aproximadamente 4.5 in. (114 mm.) de altura, y se miden las presiones horizontales resultantes inducidas en el fluido dentro de la membrana de hule.

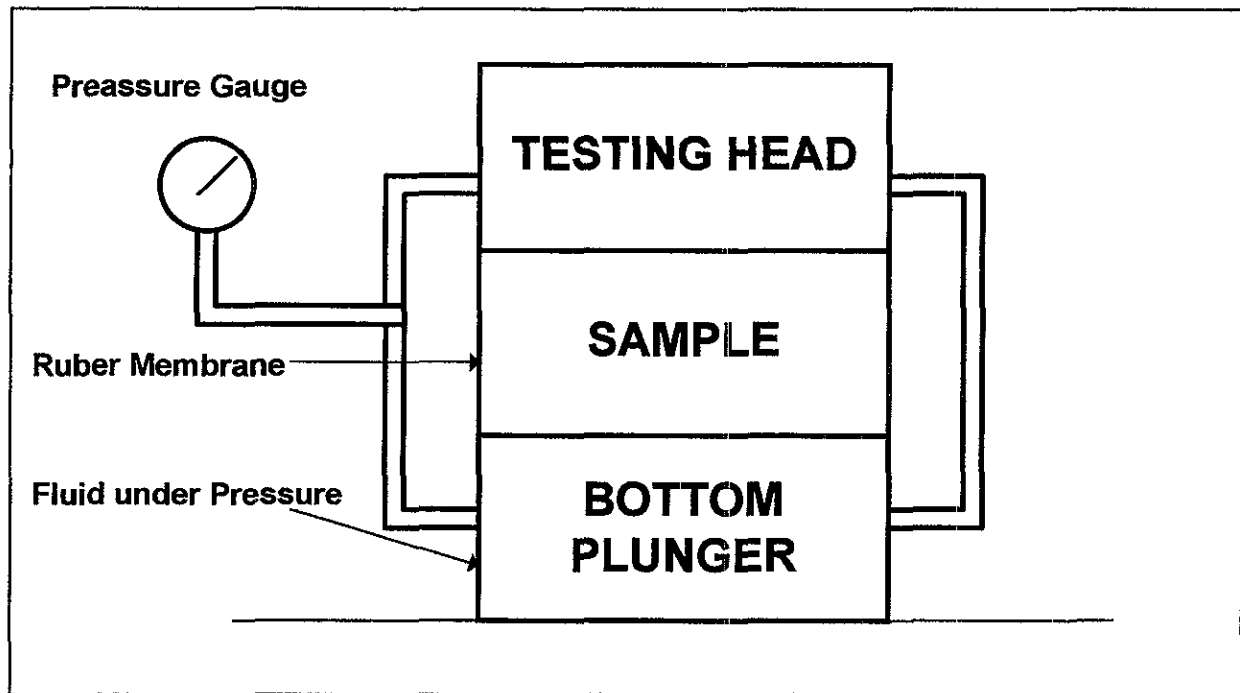


Figura 3.8 Diagrama esquemático del estabilómetro

El valor de la resistencia se calcula por:

$$R = 100 - \frac{100}{(2.5 / D_2) [(p_v / p_h) - 1] + 1} \quad (\text{ec. 3.3})$$

En donde R es el valor de resistencia; p_v es la presión vertical aplicada de 160 lb/in^2 (1.1 MPa); p_h es la presión horizontal transmitida para una presión vertical p_v de 160 lb/in^2 (1.1 MPa); y D_2 es el desplazamiento del fluido del estabilómetro necesario para incrementar la presión horizontal de 5 a 100 lb/in^2 (35 a 690 kPa), medida en revoluciones de una manija de una bomba calibrada. El valor de D_2 se determina después de aplicarse la presión vertical máxima de 160 lb/in^2 (1.1 MPa). Si la muestra es un líquido sin resistencia al corte, entonces $p_h = p_v$ de la ec. 3.3, $R = 0$. Si la muestra es rígida sin ninguna deformación, entonces $p_h = 0$, y $R = 100$. Por lo tanto, el valor R varía de 0 a 100 . Para asegurarse de que la muestra está saturada, en California se utilizó una presión de exudación de 240 lb/in^2 (1.7 MPa) mientras que en Washington se utilizó 300 lb/in^2 (2.1 MPa).

Clasificación a partir de la prueba Triaxial Texas.

La prueba triaxial de Texas se usa para clasificar suelos tomando como base la envolvente de resistencia de Mohr correspondiente. El aparato consiste en un cilindro inoxidable con un diámetro interno de 6 ¼ in. (171 mm.) al interior del cual se coloca la muestra de suelo cubierta con una membrana de hule tubular de 6 in. (152 mm.) de diámetro. La presión lateral σ_3 se aplica con aire comprimido entre el cilindro y la membrana de hule. El esfuerzo principal mayor σ_1 es el aplicado ya que la presión de confinamiento no se aplica en la parte superior de la muestra. De los esfuerzos principales al momento de la falla, se construyen círculos de Mohr para varias pruebas con diferentes presiones de confinamiento. La envolvente de falla de Mohr se transfiere a un diagrama de clasificación, como se muestra en la figura 3.9.

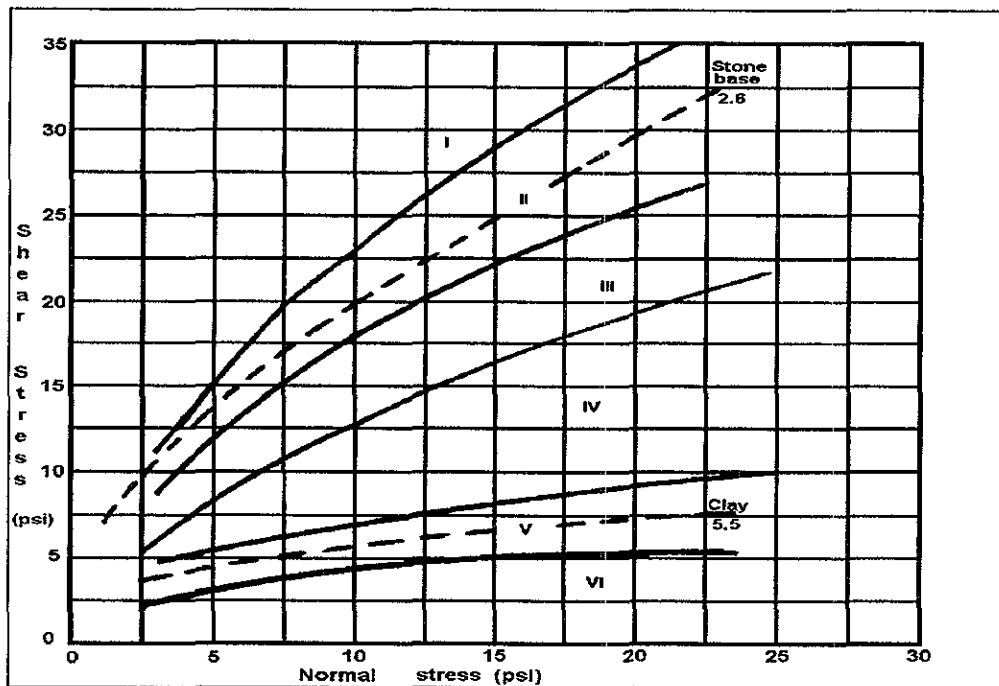


Figura 3.9 Diagrama para clasificación de las capas subrasante y base mediante la prueba triaxial Texas.

Índice de Grupo.

El índice de grupo, que varía entre 0 a 20, se utiliza en el sistema de clasificación de suelos AASHTO. Los valores varían con el porcentaje que pasa la malla No. 200, el índice plástico, y el límite líquido y se pueden encontrar a partir de diagramas o fórmulas.

Otras Correlaciones.

Además de la figura 3.7, se encuentran disponibles otras correlaciones entre los valores de M_R , CBR y R. Estas correlaciones pueden ser bastante diferentes a las mostradas en la figura 3.7.

Heukelom y Klomp (1962, citados por Huang) muestran que:

$$M_R = 1500 (VRS) \quad (\text{ec. 3.4})$$

En donde M_R es el módulo de resiliencia en lb/in^2 . El coeficiente de 1500 puede variar de 750 hasta 3000 con un factor de 2. Información disponible indica que la ec. 3.4 proporciona mejores resultados con valores de VRS menores de 20. En otras palabras, la correlación parece más razonable para suelos de grano fino y arenas finas, más que para materiales granulares.

El Instituto del Asfalto (1982) propuso la siguiente correlación entre el valor de M_R y R:

$$M_R = 1155 + 555R \quad (\text{ec. 3.5})$$

Se utilizó información de laboratorio obtenida de seis diferentes muestras de suelo (Instituto del Asfalto, 1982) para calibrar las relaciones anteriores, tal como se muestra en la tabla 3.3. Los valores de R se obtuvieron a una presión de exudación de 240 lb/in^2 (1.7 MPa). Las muestras para la prueba de VRS (CBR) se compactaron con un contenido de humedad óptimo a una densidad máxima y se tomaron antes de la prueba. Las pruebas triaxiales de carga repetida se llevaron a cabo en condiciones óptimas utilizando un esfuerzo desviador de 6 lb/in^2 (41 kPa) y una presión de confinamiento de 2 lb/in^2 (14 kPa).

Se puede ver en la tabla 3.3 que las ecuaciones para estimar M_R a partir de los valores de VRS y R tienen un rango muy limitado. Los módulos de resiliencia estimados de los valores VRS de 5.2 y 7.6 y los valores de R de 18 y 21 son aceptables si se usa un factor de seguridad de 2. Los módulos de resiliencia para valores CBR de 25 o más y de R mayores de 60 sobrestiman el módulo de resiliencia al usar las ecs. 3.4 y 3.5.

Nótese que el M_R de los materiales granulares aumenta cuando lo hace la presión de confinamiento, mientras que el M_R de los suelos de grano fino disminuye con el incremento del esfuerzo desviador. Por lo tanto, una gran variedad de correlaciones se pueden obtener dependiendo de la presión de confinamiento o del esfuerzo desviador que se vaya a usar en la prueba del módulo de resiliencia.

Tabla 3.3 Comparación del VRS, el valor R y el módulo de resiliencia.

Prueba VRS		Prueba Valor R		Prueba Triaxial
CBR	MR (psi) Ecuación 3.4	R	MR (psi) Ecuación 3.5	MR (psi)
31	46.500	60	34.500	16.900
20	30,000	59	33.900	11.200
25	37.500	21	12.800	11.600
25	37.500	21	12.800	17.600
7.6	11.400	18	11.000	8200
5.2	7.800	< 5	< 3900	14.700

1 psi = 6.9 Kpa

Asfalto de Mezcla Caliente (AMC o HMA: Hot Mix Asphalt).

La figura 3.10 muestra las correlaciones entre el coeficiente estructural de capa, la estabilidad Marshall, los valores del cohesiómetro y el módulo de resiliencia.

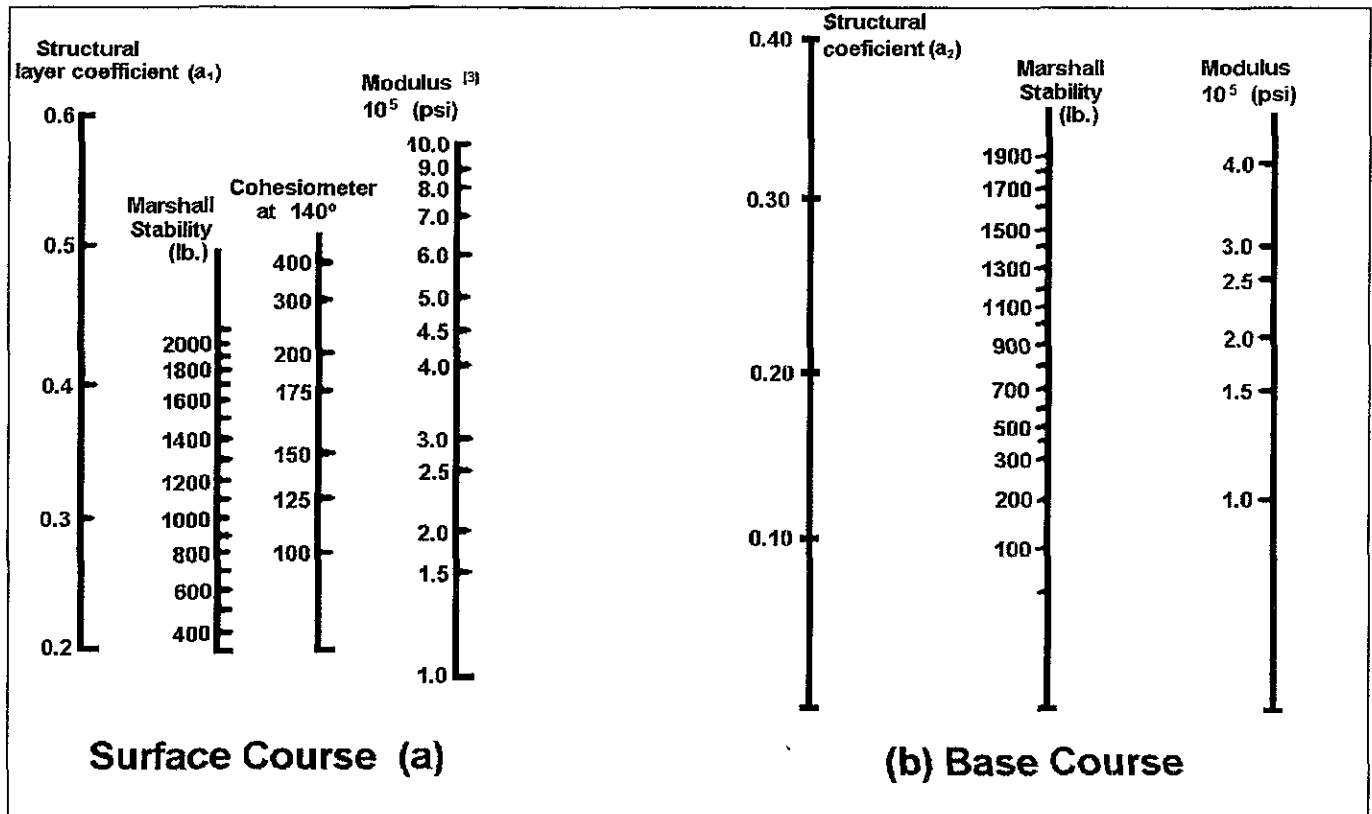


Figura 3.10 Diagramas de correlación para la estimación del módulo de resiliencia del AMC.

Coefficiente Estructural de Capa.

En el método de diseño AASHTO, la calidad del AMC (HMA), la base y la sub-base, se indica por sus coeficientes estructurales de capa, pero también se pueden usar para determinar el módulo de resiliencia.

Prueba Marshall.

La prueba Marshall se lleva a cabo en modelos cilíndricos de 4 in. (102 mm.) de diámetro y 2.5 in. (64 mm.) de altura, a una temperatura de 140 °F (60 °C) y una velocidad de carga de 2 in. (51 mm.) por minuto. Se miden dos valores: la estabilidad, la cual es la carga requerida para que falle la probeta, y el índice de flujo, el cual es la distorsión vertical al momento de la falla. Debido a la velocidad tan alta de carga, la estabilidad es una medida de la cohesión, mientras que el índice de flujo es una medida de la fricción interna.

Prueba del Cohesiómetro.

La prueba del cohesiómetro se utiliza para medir la cohesión de la AMC o materiales cementados rigidamente. La figura 3.11 es un diagrama esquemático de la instalación del cohesiómetro. La carga se aplica a una velocidad controlada mediante el peso del plomo disparado, hasta que la muestra se rompe.

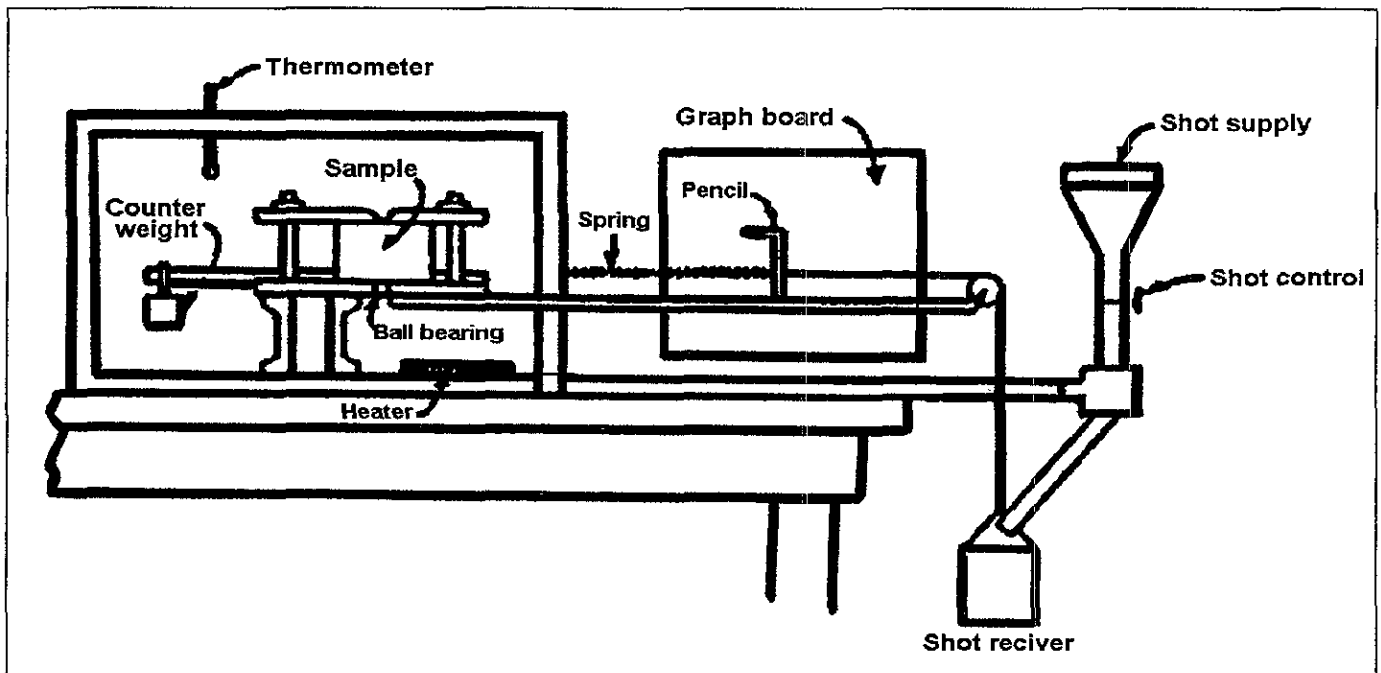


Figura 3.11 Diagrama esquemático de la instalación del cohesiómetro.

El valor de la cohesión se calcula como:

$$C = \frac{L}{W(0.2t + 0.044t^2)} \quad (\text{ec. 3.6})$$

En donde C es una medida de la cohesión en gramos por pulgada de ancho corregido a 3 in. (76 mm.) de alto, L es el peso del plomo disparado en gramos, W es el diámetro o ancho de la muestra en pulgadas, y t es el grosor de la muestra en pulgadas. Nótese que cuando $t = 3$ pulg. (76 mm.), $C = L/W$.

Bases.

La figura 3.12 muestra los diagramas de correlación para bases granulares sin tratar, base tratada bituminosa, y base tratada de cemento. El módulo de resiliencia de las bases sin tratar se correlaciona con el VRS, el valor de R y la clasificación triaxial de Texas, como se muestra en la figura 3.12a. El módulo de resiliencia de bases tratadas bituminosas se correlaciona con la estabilidad Marshall, como se muestra en la figura 3.12b, mientras que las bases tratadas de cemento se correlacionan con la resistencia a la compresión no confinada, como se muestra en la figura 3.12c.

Sub-bases.

La figura 3.13 muestra el diagrama de correlación para estimar el módulo de resiliencia de las sub-bases granulares a partir de los valores de R, VRS, y la clasificación triaxial de Texas. Para los mismos materiales granulares sin tratar, las correlaciones para la base, sub-base y subrasante son diferentes, como se ilustra en el siguiente ejemplo.

Ejemplo :

Dados los valores CBR de 30 y 80, determine el valor R correspondiente, la clasificación Texas, y el coeficiente elástico cuando los materiales se usan como una capa base, una capa sub-base, y un subsuelo.

Solución: La correlación para base, sub-base y subrasante se puede obtener de las figuras 3.12a, 3.13 y 3.7. Los resultados están tabulados en la tabla 3.4.

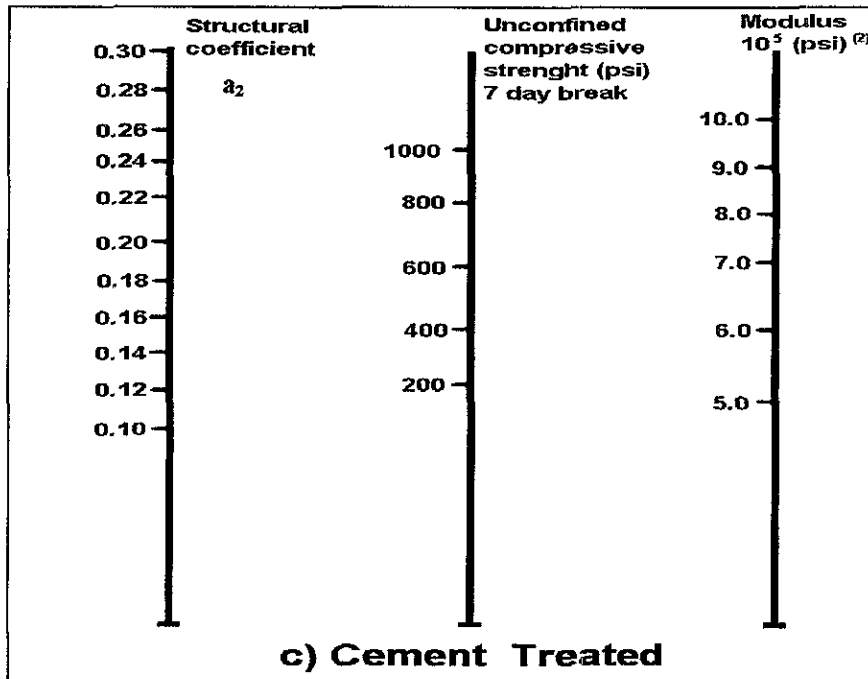
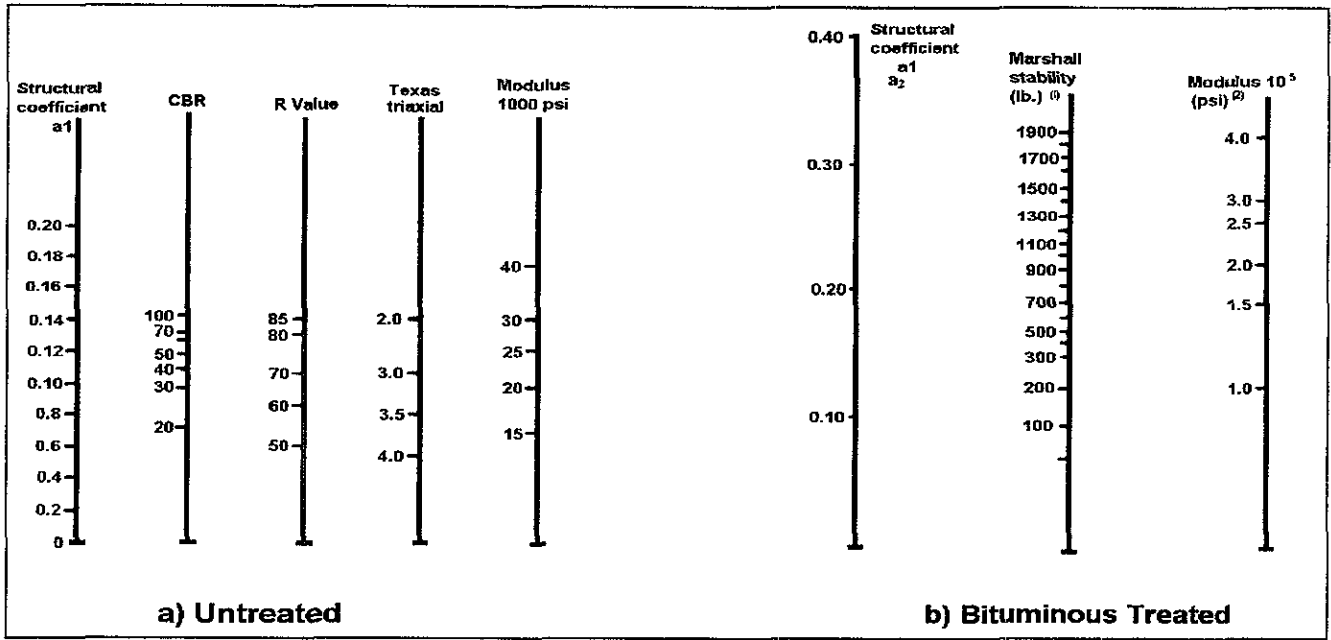


Figura 3.12 Diagramas de correlación para la estimación del módulo de resiliencia de bases.

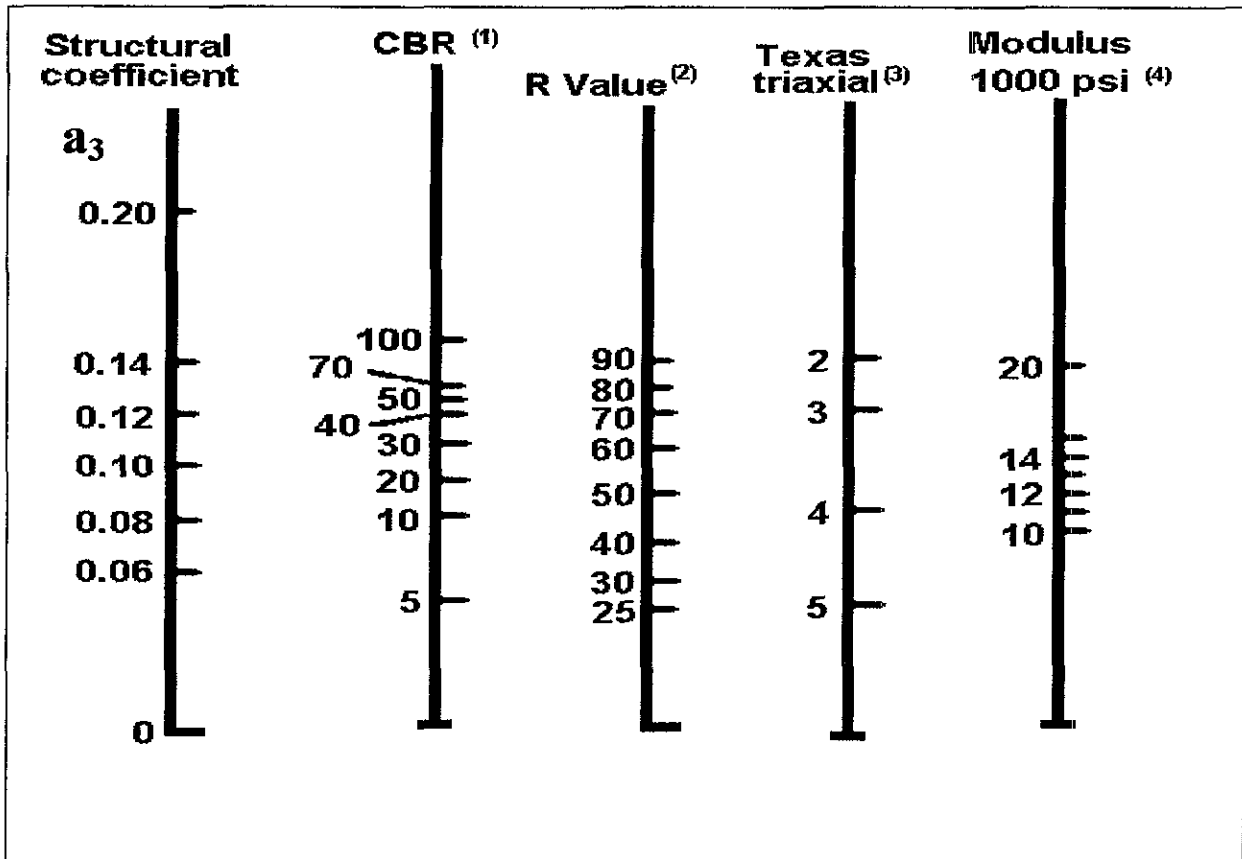


Figura 3.13 Diagrama de correlación para la estimación del módulo de resiliencia de sub-bases.

Tabla 3.4 Correlación entre VRS y el Módulo de resiliencia.

	VRS = 30			VRS = 80		
	Clasificación de Texas		M_R (psi)	Clasificación de Texas		M_R (psi)
Base	65	3.2	20.000	83	2.1	29.000
Subbase	61	3.4	14.700	85	2.3	20.000
	64	3.2	19.000	83	2.1	39.000

Nota: 1 psi = 6.9 KPa

Como se puede observar en la tabla 3.4, las correlaciones entre VRS (CBR), el valor R, y la clasificación de Texas, son prácticamente las mismas, sin importar si el material se usa como base, sub-base o subrasante. Esto no es verdad para el módulo de resiliencia, en donde existe una gran variación. Esto es razonable porque el módulo de resiliencia depende del estado de esfuerzos, el cual varía con la ubicación del material que forma la capa del pavimento.

MODULO DINAMICO DE MEZCLAS BITUMINOSAS

Además del módulo de resiliencia, se han utilizado para el diseño de pavimento, el módulo complejo dinámico y el módulo de rigidez dinámico.

Módulo Complejo Dinámico

La diferencia entre una prueba de módulo de resiliencia y una prueba de módulo complejo para las mezclas bituminosas es que para la determinación del primero se utilizan cargas de cualquier forma de onda con un periodo de reposo determinado, mientras que para el segundo se aplica la carga semisenoidal o de medio seno inverso sin periodo de reposo. El módulo complejo es uno de los muchos métodos usados para describir las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales viscoelásticos. El módulo es una cantidad compleja, de la cual la parte real representa la rigidez elástica y la parte imaginaria caracteriza el amortiguamiento interno del material. Al valor absoluto del módulo complejo se le conoce comúnmente como el módulo dinámico.

Módulo de Rigidez Dinámico

En la prueba de fatiga usada en los modelos de viga de asfalto, se debe determinar el módulo elástico en la etapa inicial, para que se pueda calcular la deformación inicial. El módulo elástico basado en la deformación elástica de la viga en la repetición número 200 se llama módulo de rigidez dinámico.

Nomogramas y Fórmulas

La determinación del módulo dinámico de mezclas bituminosas mediante pruebas de laboratorio no solamente quitan el tiempo, sino que además requieren de equipo sofisticado. Es bastante deseable que el módulo pueda predecirse mediante nomogramas o fórmulas basados en las características del asfalto y en el volumen de concentración del agregado. Si no está disponible la información de pruebas actuales, se pueden usar los nomogramas Shell (Bonnaure et al., 1977) o las fórmulas del Instituto del Asfalto (AI. 1982) para determinar dicho parámetro.

Características de fatiga

La fatiga de las mezclas bituminosas y del concreto de cemento Portland bajo flexión repetida es un factor importante en el diseño de pavimentos. En esta sección, se discute el uso de pruebas de fatiga de laboratorio, nomogramas, y ecuaciones para predecir la vida útil del pavimento ante cargas repetidas.

Mezclas Bituminosas

Una variedad de métodos se han desarrollado para la prueba de fatiga de mezclas bituminosas. La mayoría de los métodos emplean la flexión de vigas, aunque también se ha empleado la flexión de placas (Jiménez y Gallaway, 1962; Jiménez, 1972). En las pruebas de vigas también se ha usado una viga simple con carga aplicada en 2 puntos localizados a 1/3 de su longitud (Deacon, 1965) o al centro (Franchen y Verstraeten, 1974) o una viga en voladizo con flexión rotatoria (Pell, 1962). La prueba de carga repetida de tensión indirecta también se ha utilizado (Adedimila y Kennedy, 1976). En esta sección solamente se describe la prueba de viga con carga a un tercio de su longitud. La ventaja de esta prueba sobre la que la carga se aplica al centro es la existencia de un momento de flexión constante sobre la tercera mitad del espécimen, por lo que cualquier punto débil debido a las propiedades no uniformes del material aparecerá en los resultados de la prueba.

PARAMETROS DE DEFORMACION PERMANENTE

La deformación permanente es un factor importante en el diseño de pavimentos flexibles. Con el incremento en la carga de tráfico y la presión de la llanta, la mayor parte de la deformación permanente se da en las capas superiores más que en la subrasante. Para estimar la profundidad del bache, es necesario determinar los parámetros de deformación permanente del material para cada capa.

Se han utilizado varios métodos para determinar la deformación permanente de los materiales de pavimentación. La mayoría de los métodos emplean la prueba de carga repetida, que es similar a la prueba del módulo de resiliencia excepto que se aplican cargas de hasta 100,000 repeticiones y se registran las deformaciones permanentes a un número de ciclos designado.

Principios Básicos

La deformación permanente de los materiales de pavimentación depende enormemente de los métodos de prueba y de los procedimientos usados para la fabricación y ensaye de los especímenes. Estas variaciones junto con la incertidumbre de las condiciones ambientales y del tráfico hacen que la predicción de la profundidad del bache sea extremadamente difícil. Por lo tanto, se justifica el uso de métodos simplificados.

Método Directo

Cuando la carga se aplica sobre un área circular, la deformación máxima ocurre directamente bajo el centro del área. La profundidad del bache sobre la superficie del pavimento se puede determinar mediante el siguiente método directo.

1. Divida el pavimento y el subsuelo en un número de capas y estime los esfuerzos vertical y radial en el punto medio de cada capa.
2. Utilizando el esfuerzo vertical provocado por la carga aplicada como el esfuerzo desviador cíclico y el esfuerzo radial debido a la carga aplicada y al peso del material como presión de confinamiento, realice pruebas de carga repetida en especímenes de laboratorio que representen los materiales actuales en el campo y determine las deformaciones permanentes bajo un gran número de repeticiones de carga.
3. Calcule la deformación vertical de cada capa bajo cualquier número de repeticiones multiplicando las deformaciones permanentes obtenidas de las pruebas de laboratorio por el espesor de la capa.
4. Sume la deformación permanente sobre todas las capas para obtener la profundidad del bache sobre la superficie.

A menos que una carga equivalente de un eje simple y una serie de propiedades medias del material se usen durante todo el período de diseño, no es posible aplicar el método anterior porque los esfuerzos en cada capa pueden ser de cualquier valor dependiendo de las cargas del eje y de las condiciones ambientales durante todo el año. Un procedimiento más práctico es llevar a cabo un gran número de pruebas de deformación permanente bajo varias condiciones ambientales y de esfuerzo y desarrollar ecuaciones de regresión relacionando deformaciones permanentes con estas condiciones. Estas ecuaciones de regresión pueden ser luego incorporadas a un programa multicapas de computadora para calcular la profundidad del bache, como lo ilustran Allen y Deen (1986., citados por Huang).

La división de un sistema de pavimento en un gran número de capas es incómodo y el desarrollo de ecuaciones de regresión para cada material de pavimentación es caro y consume mucho tiempo. El programa VESYS original (FHWA, 1978) usó el método simple para caracterizar las propiedades de deformación permanente, aunque después se añadió un método directo como otra opción.

OTRAS PROPIEDADES

Algunas propiedades del material que se relacionan al diseño del pavimento pero que todavía no se han discutido se presentan aquí.

Módulo de Reacción del Suelo

El módulo de reacción del subsuelo k , se determina a partir de una prueba de carga sobre una placa circular de 30 pulg. (762 mm.) de diámetro. Para minimizar la flexión, se debe usar una serie de placas apiladas. La carga se aplica a las placas mediante un gato hidráulico. Se puede usar una viga de acero sujeta al lastre (equipo móvil) como reacción para la carga. Las deflexiones de la placa se miden con tres micrómetros localizados en la orilla externa aproximadamente a 120° . El soporte para los micrómetros se deben colocar lo mas lejos posible del área cargada, por lo regular a no menos de 15 pies (4.5 m.). La figura 3.14 es un diagrama esquemático de la prueba de la placa.

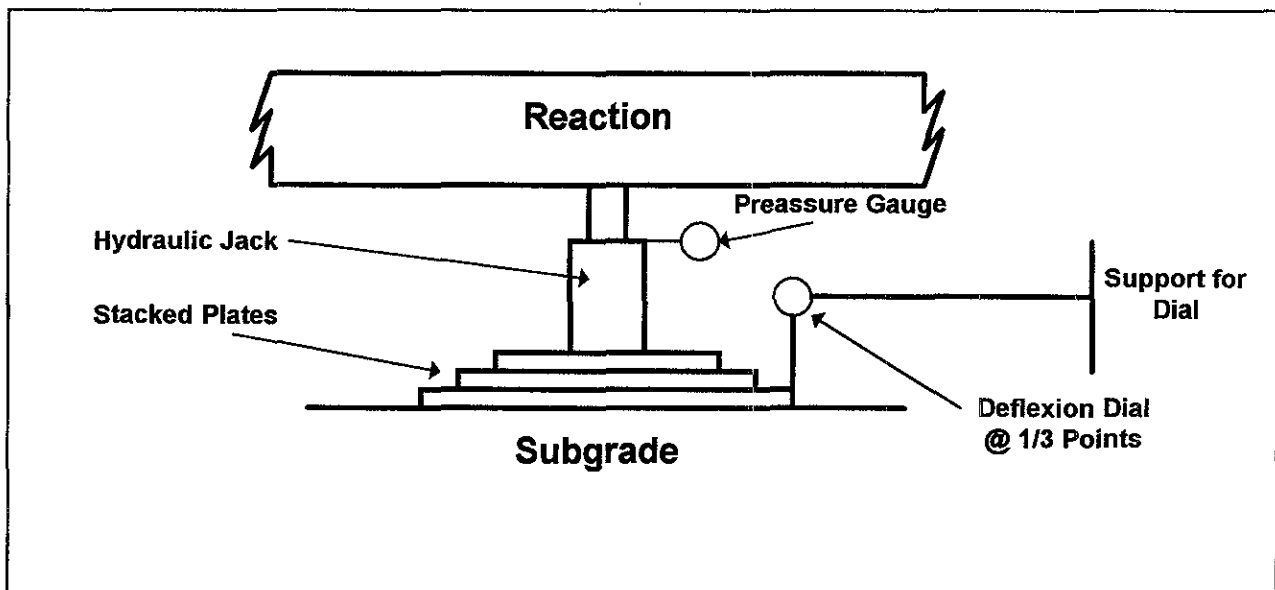


Figura 3.14 Diagrama esquemático de la prueba de placa.

Esta prueba (in situ) se hace para valuar la capacidad portante de las subrasantes, las bases y los pavimentos. La placa circular se apoya directamente en el terreno teniendo, por otra parte una estructura de reacción (que puede ser un vehículo cargado).

Con esta prueba se obtiene el módulo de reacción k , que es la relación entre la presión aplicada p y la deformación medida Δ , como se indica a continuación:

$$k = \frac{p}{\Delta} \quad (\text{ec.3.7})$$

El desplazamiento elástico en la superficie es de acuerdo con el análisis de Burmister:

$$\Delta = 1.5 F \frac{p r}{E_2} \quad (\text{ec.3.8})$$

p : Presión

F : Factor adimensional que depende de E_1/E_2 y de h/r

h : Espesor primera capa

r : Radio de la placa

E_2 : Módulo de la segunda capa seminfinita

El desplazamiento Δ en el centro de la placa depende del radio de ésta y representa un comparativo entre diferentes suelos.

La carga se aplica a una velocidad predeterminada hasta que se alcance una presión de 10 lb/in² (69 kPa). La presión se mantiene constante hasta que el desplazamiento alcance el valor de 0.001 pulg. (0.025 mm.) por minuto durante tres minutos consecutivos. El promedio de las lecturas de los tres micrómetros se usa para determinar el desplazamiento

Ya que el valor k se determina a partir de una prueba de campo, ésta no puede relacionarse a diferentes contenidos de humedad y densidades tratando de simular las variadas condiciones de servicio a la más crítica durante el periodo de diseño. Para modificar el valor de k para otras condiciones diferentes a las de la prueba de campo, se pueden fabricar especímenes de laboratorio, uno que tenga el mismo contenido de humedad y densidad de campo, y otro que tenga diferente contenido de humedad y densidad para simular las condiciones de servicio. Los especímenes se sujetan a una prueba de fluencia o consolidación bajo una presión de 10 lb/in² (69 kPa), y se miden las deformaciones d a varios tiempos hasta que el incremento en la deformación se vuelva insignificamente pequeño. El valor modificado k se puede calcular por:

$$k_s = \frac{d_u}{d_s} k_u \quad (\text{ec.3.9})$$

en donde el subíndice s indica el servicio o condición saturada y u indica la condición de campo o no saturada.

Ya que la prueba de placa es cara y consume mucho tiempo, el valor k se estima regularmente mediante la correlación a pruebas más simples tales como las pruebas VRS y el valor R . La figura 3.15 muestra la relación aproximada entre el valor k y otras propiedades del suelo.

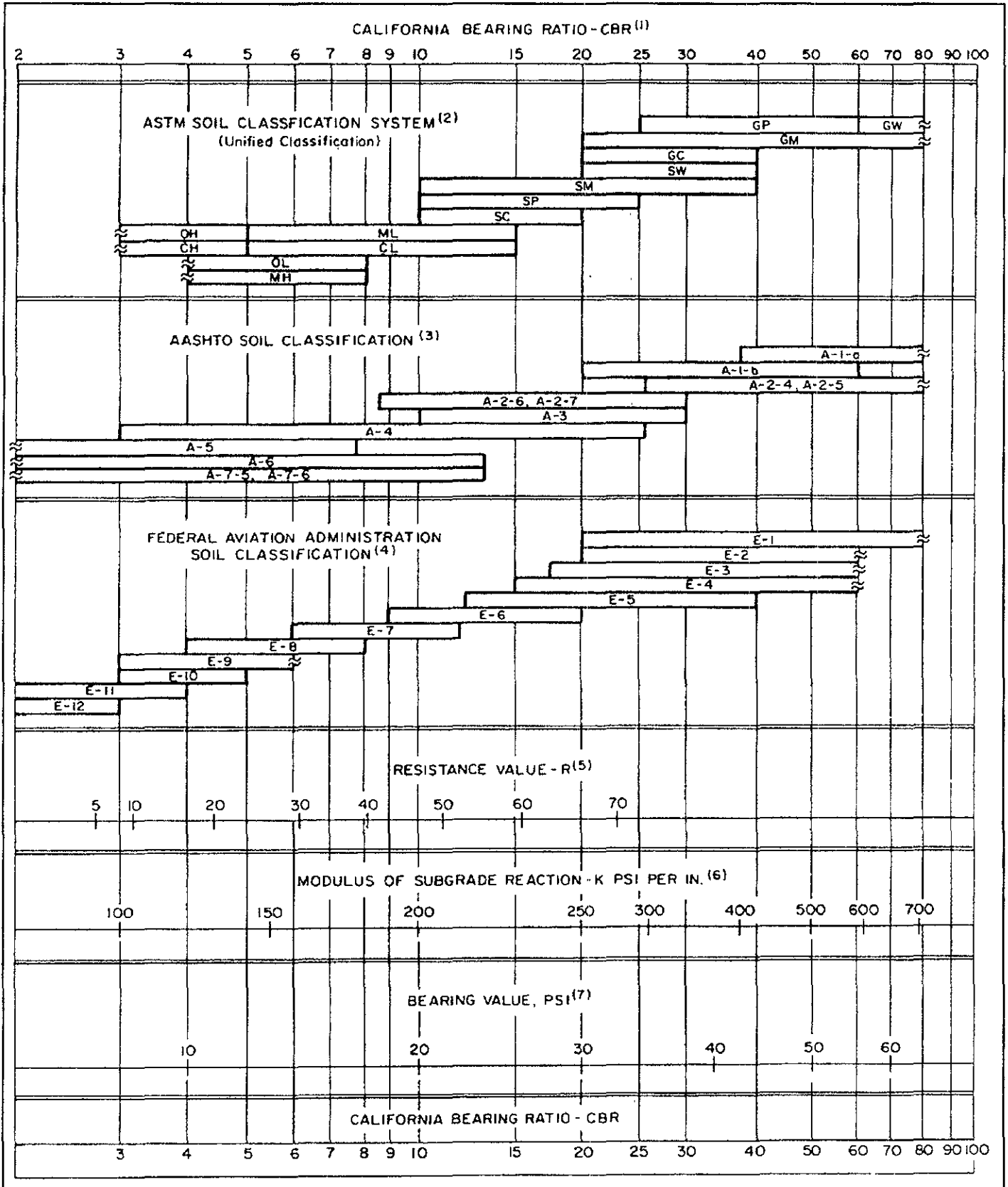


Figura 3.15 Relación aproximada entre los valores k y otras propiedades del suelo.

Módulo Elástico

El módulo dinámico para mezclas de asfalto en caliente se muestra en la tabla 3.5 y la tabla 3.6 muestra los rangos de variación de dicho parámetro para diferentes materiales.

Tabla 3.5 Módulo Dinámico para mezclas de asfalto en caliente.

Temperatura (°F)	Frecuencia de la carga (Hz)					
	1		4		16	
	Rango	Promedio	Rango	Promedio	Rango	Promedio
40	6.0 - 18.0	12.0	9.0 - 27.0	16.0	10.0 - 30.0	18.0
70	2.0 - 6.0	3.0	4.0 - 9.0	5.0	5.0 - 11.0	7.0
100	0.5 - 1.5	0.7	0.7 - 2.2	1.0	1.0 - 3.2	1.6

Los valores del módulo x 10^5 psi., 1psi = 6.9 KPa

Tabla 3.6 Módulo Elástico para diferentes materiales.

Material	Range		Typical
Portland cement concrete	3×10^6	to 6×10^6	4×10^6
Cement treated bases	1×10^6	to 3×10^6	2×10^6
Soil cement materials	5×10^4	to 2×10^6	1×10^6
Lime - flyash materials	5×10^5	to 2.5×10^6	1×10^6
Stiff clay	7,600	to 17,000	12,000
Medium clay	4,700	to 12,300	8,000
Soft clay	1,800	to 7,700	5,000
Very soft clay	1,000	to 5,700	3,000

Nota: Módulo en psi, 1psi = 6.9 k Pa.

Relación de Poisson.

El método mecanicista de diseño de pavimentos requiere información sobre la relación de Poisson. Esta se define como el cociente de la deformación lateral a la deformación axial. Se puede determinar la relación de Poisson midiendo las deformaciones axiales y laterales durante una prueba del módulo de resiliencia. Debido a que el relación de Poisson tiene un efecto relativamente pequeño en la respuesta del pavimento, es suficiente con asumir un valor razonable para usarla en el diseño, en lugar de determinarla con las pruebas actuales. La tabla 3.7 muestra los coeficientes de Poisson típicos para materiales de pavimentación.

Tabla 3.7 Relación de Poisson para diferentes materiales.

Material	Rango	Típico
Mezcla de asfalto en caliente	0.30 - 0.40	0.35
Concreto de cemento portland	0.15 - 0.20	0.15
Materiales granulares sin tratar	0.30 - 0.40	0.35
Cemento-materiales granulares tratados	0.10 - 0.20	0.15
Cemento-materiales granulares finos tratados	0.15 - 0.35	0.25
Materiales limosos estabilizados	0.10 - 0.25	0.20
Mezclas de limo y cenizas volcánicas	0.10 - 0.15	0.15
Arena suelta o limosa	0.20 - 0.40	0.30
Arena densa	0.30 - 0.45	0.35
Suelos de grano fino	0.30 - 0.50	0.40
Arcillas blandas saturadas	0.40 - 0.50	0.45

Concreto de Cemento Portland

La resistencia a la compresión es una medida universal de la calidad y la durabilidad del concreto. Ya que la información sobre la resistencia a la compresión está fácilmente disponible, se han hecho estudios para correlacionar dicha resistencia con otras propiedades. Una relación general entre el módulo de ruptura y la resistencia a la compresión es:

$$S_c = 8 \sqrt{f'_c} \quad a \quad 10 \sqrt{f'_c} \quad (\text{ec. 3.10})$$

en donde S_c es el módulo a la ruptura en lb/in^2 y f'_c es la resistencia a la compresión en lb/in^2 .

En México se suele emplear $S_c = 0.12 f'_c$ (ec. 3.11)

en donde S_c y f'_c , en Kg / cm².

La relación entre la resistencia a la tensión indirecta y la resistencia a la compresión, como lo sugiere el Instituto Americano del Concreto, es:

$$f_1 = 8 \sqrt{f'_c} \quad (\text{ec. 3.12})$$

en donde f_1 es la resistencia a la tensión indirecta en lb/in².

La relación entre el coeficiente de elasticidad y el módulo de ruptura es (ERES, 1987):

$$S_c = \frac{43.5 E_c}{10^6} + 488.5 \quad (\text{ec 3.13})$$

ó

$$E_c = (S_c - 485) \times 2.3 \times 10^4 \quad (\text{ec. 3.14})$$

Para concreto de peso normal, el Instituto Americano del Concreto sugirió:

$$E_c = 57,000 \sqrt{f'_c} \quad (\text{ec. 3.15})$$

El coeficiente de expansión volumétrica por temperatura varía de 3 a 8 x 10⁻⁶ con 5 x 10⁻⁶.

El coeficiente de contracción por desecación varía de 0.5 a 2.5 x 10⁻⁴, con 1 x 10⁻⁴.

REQUERIMIENTOS PARA LOS MATERIALES EMPLEADOS EN LA BASE O EN LA SUBBASE.

AGRIETAMIENTO LONGITUDINAL.- Debe procurarse dar una adecuada compactación en los materiales de la base, directamente abajo de los bordes de la losa.

El material de base debe ser preferentemente grueso y de granulometría uniforme. En ocasiones conviene estabilizarlo con cemento. Se deben evitar materiales expansivos.

La humedad de compactación debe estar entre el óptimo y un mínimo de 1 ó 2% mayor. Conviene referir el contenido de agua de compactación al óptimo de campo y no al establecido en pruebas de laboratorio, con el propósito de acercarse más a la situación real.

SUELOS EXPANSIVOS EN EL TERRENO NATURAL.- No se deben usar suelos expansivos en las distintas capas del pavimento, ya que pueden producirse expansiones muy grandes.

Se debe colocar encima de ellos materiales no susceptibles al cambio volumétrico, el cual además sirve como sobrecarga, reduciendo de esta manera las expansiones. También suele ser adecuada la adición de cemento.

CONGELAMIENTO.- Por las presiones de expansión que genera el agua al convertirse en hielo, la construcción de drenaje ayuda a proteger contra los efectos de dicho fenómeno.

BOMBEO.- Consiste en la expulsión de agua y material fino bajo los bordes de las losas lo cual es particularmente crítico en suelos de tipo CH por su gran compresibilidad. Se presenta el bombeo si el tránsito es superior a 300 ó 400 vehículos diarios. Para un volumen mayor a 1000 vehículos, se recomiendan subbases que cumplan los siguientes requisitos:

1. Tamaño máximo de agregado \leq 1/3 del espesor de la subbase
2. No contener más del 15% de material que pase por la malla # 200
3. El índice de plasticidad debe ser $< 6\%$
4. El límite líquido debe ser $< 25\%$

En materiales con granulometría a base de partículas gruesas, debe evitarse la penetración hacia la losa de partículas finas procedentes del terreno de apoyo, por lo que la subbase también debe hacer la función de filtro, para lo cual son aplicables las siguientes recomendaciones:

a) Para la capacidad drenante

$$D_{s15} \geq 5 D_{sr15}$$

$$D_{15} \text{ filtro o subbase} > 5 D_{15} \text{ material protegido o subrasante}$$

b) Para prevenir la infiltración

$$\begin{aligned} D_{s15} &\leq D_{sr85} \\ D_{s60} &\leq D_{sr60} \end{aligned}$$

c) El coeficiente de uniformidad de la subbase no debe ser menor de 20.

El material de base que se encuentra en la zona granulométrica 1 de las especificaciones puede cumplir con los requisitos antes mencionados. Otra alternativa es usar geotextiles permeables, los cuales dejan pasar el agua pero no permiten el paso del suelo.

En los siguientes subcapítulos se describen los sondeos exploratorios y las pruebas realizadas a los materiales.

3.2 SONDEOS EXPLORATORIOS Y MUESTREO

a) Terreno natural en las franjas por ampliar.

Para conocer la calidad y composición del material que conforma el terreno natural y su posible utilización como capa subrasante, se programó un estudio de espesores mediante la apertura de 17 sondeos del tipo pozo a cielo abierto. De estos sondeos se realizaron 14 en terreno natural y 3 en las ampliaciones existentes; la relación de sondeos y su localización se presenta en el formato anexo. Se tomaron muestras alteradas representativas de cada uno de los estratos encontrados, para su posterior análisis en el laboratorio, de donde se desprenden las siguientes conclusiones:

Como el principal objetivo de esta exploración fue el conocer la calidad y tipo de materiales que conforman el terreno natural, los 14 sondeos que se realizaron a ambos lados del camino actual, en forma alternada, arrojaron en promedio:

Capa vegetal (despalme)	15.0 cm.
Terreno Natural (espesor estudiado)	69.0 cm.

En todos los sondeos se encontró bajo la capa de despalme un solo tipo de material, con excepción de los sondeos ubicados en el km. 140+510 l/d, en donde existe roca a los 45.0 cm. de profundidad, y en el sondeo del km. 144+900 l/d, en donde se tiene una capa de grava-arena sobre la arena que predomina en la zona.

Superficialmente se tiene una capa de material contaminado con materia orgánica (cubierta vegetal) con un espesor promedio de 15 cm., la cual no se analizó ya que deberá eliminarse con el despalme.

El terreno natural está constituido por arenas limosas (SM), y arenas limosas bien y mal graduadas (SW-SM y SP-SM), de acuerdo con la clasificación SUCS, con VRS estándar saturado variando de 11% a 37 %, el LL de 18% a 22%, IP de hasta 4.5% y el porcentaje de finos oscila entre 5% y 19%, por lo que se concluye que la capa subrasante podrá construirse con el material del terreno natural, pues la calidad cumple como tal.

b) Terracerías, capa subrasante y pavimento.

Para conocer el espesor y calidad de los materiales, de cada una de las capas que conforman la estructura del pavimento, en las ampliaciones laterales existentes comprendidas entre los kilómetros del 139+980 al 140+440 lado izquierdo, del 140+940 al 141+160 lado izquierdo, y del 141+400 al 141+620 lado derecho, se practicaron 3 sondeos del tipo pozo a cielo abierto y se determinó el grado de compactación de cada una de las capas encontradas, además de realizarse la toma de muestras alteradas representativas, de donde se concluye que la estructura promedio que se tiene en cada subtramo es la siguiente:

Primer subtramo Km 139+980 al 140+440 lado izquierdo.

Losa de concreto hidráulico:	13.0 cm.
Subrasante (terreno natural):	30.0 cm.
Terracerías (terreno natural):	

Segundo subtramo Km 140+940 al 141+160 lado izquierdo.

Losa de concreto hidráulico:	16.0 cm.
Subrasante (terreno natural):	30.0 cm.
Terracerías (terreno natural):	

Tercer subtramo Km 141+400 al 141+620 lado derecho.

Losa de concreto hidráulico:	13.0 cm.
Subrasante (terreno natural):	30.0 cm.
Terracerías (terreno natural):	

RELACION DE SONDEOS Y MUESTREOS DE MATERIALES

SUBTRAMO: Km. 135+000 al Km. 145+000	TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA
ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL	CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ

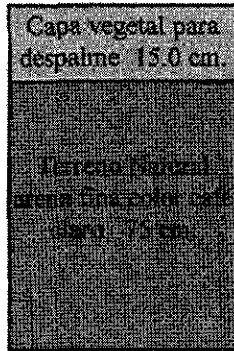
SONDEO	NUMERO DE MUESTRAS	LADO		CADENAMIENTO Km.	OBSERVACIONES
		IZQ.	DER.		
1	2	x		135+250	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
2	2		x	136+000	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
3	2	x		136+740	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
4	2		x	137+500	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
5	2	x		138+240	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
6	2		x	139+000	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
7	2	x		139+720	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
8	2	x		140+150	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
9	2	x		140+340	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
10	2		x	140+510	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
11	2	x		141+020	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
12	2	x		141+260	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
13	2		x	142+030	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
14	2	x		142+740	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
15	2		x	143+500	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
16	2	x		144+200	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
17	2		x	144+900	MUESTRA PARA HUMEDAD MUESTRA PARA CALIDAD
	3			BANCO SAN PEDRO	Km. 228+500 d/d 200 m. carretera a Sola de Vega.
	3			BANCO COLOTEPEC	Km. 5+300 d/i 400 m. carretera ramal a Colotepec, frente "Paso Lagarto"
17	40				

PERFILES ESTRATIGRAFICOS

SUBTRAMO: Km.135+000 al Km. 145+000
 ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL

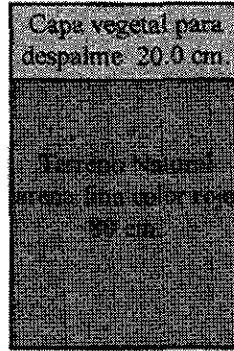
TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA
 CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ

Km. 135+250
 Cuerpo único
 Lado izq. 5.00 m.



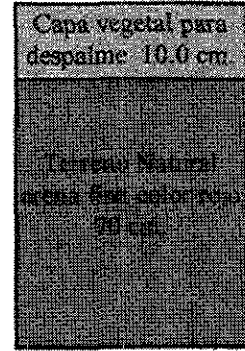
fin del sondeo

Km. 136+000
 Cuerpo único
 Lado der. 5.00 m.



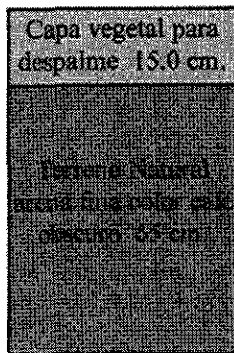
fin del sondeo

Km. 136+740
 Cuerpo único
 Lado izq. 7.00 m.



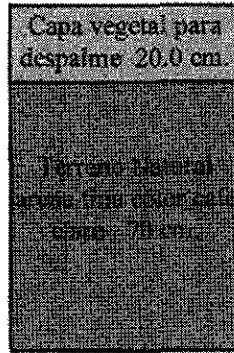
fin del sondeo

Km. 137+500
 Cuerpo único
 Lado der. 6.00 m.



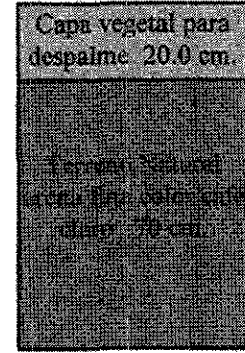
fin del sondeo

Km. 138+240
 Cuerpo único
 Lado izq. 6.00 m.



fin del sondeo

Km. 139+000
 Cuerpo único
 Lado der. 8.00 m.



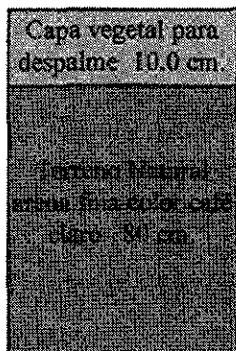
fin del sondeo

PERFILES ESTRATIGRAFICOS

SUBTRAMO: Km.135+000 al Km. 145+000
ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL

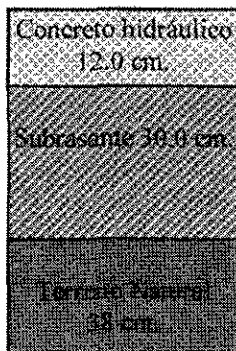
TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA
CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ

Km. 139+720
Cuerpo único
Lado izq. 10.00 m.



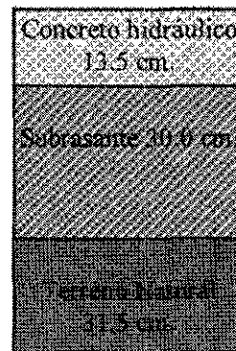
fin del sondeo

Km. 140+150
Cuerpo izq.
Carril der.



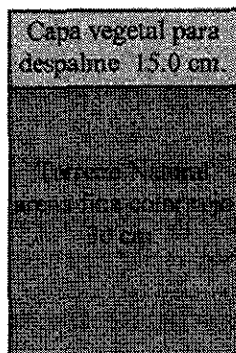
fin del sondeo

Km. 140+340
Cuerpo izq.
Carril izq.



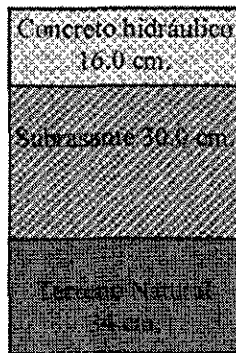
fin del sondeo

Km. 140+510
Cuerpo único
Lado der. 6.00 m.



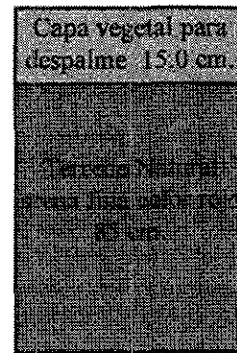
fin del sondeo

Km. 141+020
Cuerpo izq.
Carril izq.



fin del sondeo

Km. 141+260
Cuerpo único
Lado izq. 3.00 m.



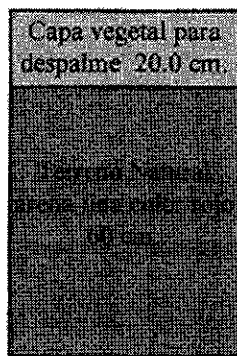
fin del sondeo

PERFILES ESTRATIGRAFICOS

SUBTRAMO: Km.135+000 al Km. 145+000
ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL

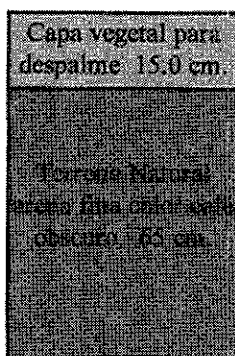
TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA
CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ

Km. 142+030
Cuerpo único
Lado der. 5.00 m.



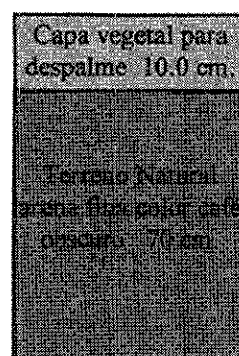
fin del sondeo

Km. 142+740
Cuerpo único
Lado izq. 5.00 m.



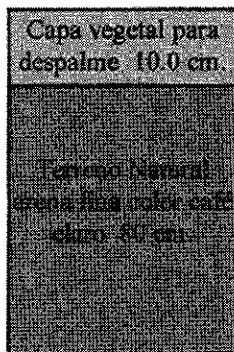
fin del sondeo

Km. 143+500
Cuerpo único
Lado der. 5.00 m.



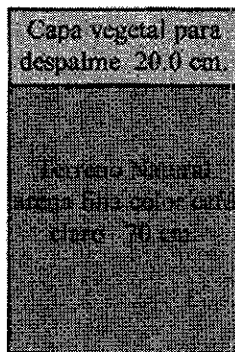
fin del sondeo

Km. 144+200
Cuerpo único
Lado izq. 4.00 m.



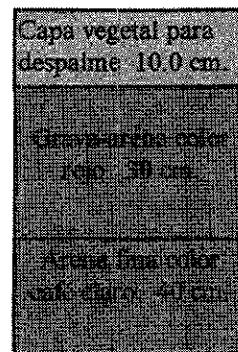
fin del sondeo

Km. 144+240
Cuerpo único
Lado izq. 6.00 m.



fin del sondeo

Km. 144+900
Cuerpo único
Lado der.



fin del sondeo

De acuerdo con los ensayos realizados en el laboratorio, la calidad de cada una de las capas será comentada brevemente a continuación y a detalle podrá consultarse en los reportes de laboratorio anexos:

Primer subtramo Km 139+980 al 140+440 lado izquierdo.

Losa de concreto hidráulico sin daños y en buenas condiciones, con espesor de 13 cm., este espesor será insuficiente como pavimento, dado el volumen del tránsito y el tipo de vehículos que utilizarán esta vía.

Subyaciendo a la losa de concreto hidráulico, se tiene directamente la capa subrasante constituida por el propio terreno natural, el cual lo conforman arenas limosas (SM), de acuerdo con la clasificación SUCS, con VRS estándar saturado entre 20% y 45%, EA de 20%, el LL de 21% a 23%. IP hasta de 5.2%, el porcentaje de finos es de 17% a 19%, y el grado de compactación varía de 84 a 95 % con una humedad natural entre 7.7% y 8.2%.

Segundo subtramo Km 140+940 al 141+160 lado izquierdo.

La losa de concreto hidráulico localizada en esta zona no presenta daños estructurales y tiene un espesor de 16 cm., sin embargo este espesor tampoco será suficiente como pavimento para soportar el tránsito vehicular que transitará por esta vía.

Bajo la losa de concreto se tiene directamente la capa subrasante constituida por el propio terreno natural, el cual está conformado por arenas limosas bien graduadas (SW-SM), de acuerdo con la clasificación SUCS, con VRS estándar saturado de 17%, EA de 24%, el LL de 20%, No es material plástico, la cantidad de finos es del 12%, y el grado de compactación es de 90%, con una humedad natural del 4.8%.

Tercer subtramo Km 141+400 al 141+620 lado derecho.

El espesor de esta losa es de 13 cm. y se encuentra en buenas condiciones, sin embargo será insuficiente como superficie de rodamiento. Bajo esta losa se localiza la capa subrasante, que es el propio terreno natural, el cual lo conforman arenas arcillosas (SC), de acuerdo con la clasificación SUCS, con VRS estándar saturado de 8%, EA de 17%, el LL de 30%, IP de 9.3%, la cantidad de finos es de 22%, y el grado de compactación sólo alcanza el 84%, con una humedad natural del 7.7 %.

INFORME DE TERRACERIAS

OBRA: ESTUDIO DE ESPESORES C. PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.
 LOCALIZACION : PASO POR PUERTO ESCONDIDO OAXACA.
 TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000

Ensayes Nos. : 100 /105
 Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
 Fecha de informe : 05 / 02 / 96

IDENTIFICACION	Número de ensaye	100	101	102	103	104	105
	Estación	135+250	136+000	136+740	137+500	138+240	139+000
	Sondeo No. Capa	1	2	3	4	5	6
Terreno natural							

C A R A C T E R I S T I C A S	D E L M A T E R I A L	Tamaño máximo mm.	4.75	50.00	4.75	4.75	4.75	4.75
		% retenido en malla de 75 mm.	0	0	0	0	0	0
		% que pasa la malla de 4.75 mm.	100	59	100	100	100	100
		% que pasa la malla de 0.425 mm.	58	18	43	53	60	50
		% que pasa la malla de 0.075 mm.	13	5	10	13	10	10
		Equivalente de arena %	37	29	24	24	30	24
		Límite líquido %	18	21	20	18	19	25
		Índice plástico %	N.P.	INAP	INAP	INAP	INAP	7
		Contracción lineal %	0.0	0.2	0.2	0.2	0.2	2.0
		P.V.S. suelto Kg / m ³	1011	1640	1240	1177	1296	1285
		P.V.S. máximo Kg / m ³	1940	2050	1820	1880	1820	1850
		Humedad óptima %	12.3	8.5	8.8	12.7	11.7	9.5
		Humedad natural %	12.2	3.0	5.6	7.6	3.6	3.4
		Compactación del lugar %						
		V.R.S. estándar saturado %	31	31	37	29	14	30
Expansión %	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2		
Clasificación SUCS - SCT.	SM	SW-SM	SW-SM	SM	SP-SM	SP-SC		

E S T U P E S O R E S	Tipo de prueba :		Porter modificada Variante II					
	Curva de proyecto :							
90 %	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %						
	Comp.	Valor Relativo de Soporte %						
		Espesor requerido en cm.						
95 %	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %	15.3	11.5	11.8	15.7	14.7	12.5
	Comp.	Valor Relativo de Soporte %	5.0	7.0	9.0	8.0	4.0	6.0
		Espesor requerido en cm.						
100%	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %	13.8	10.0	10.3	14.2	13.2	11.0
	Comp.	Valor Relativo de Soporte %	10.0	12.0	15.0	11.0	7.0	12.0
		Espesor requerido en cm.						

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

MUESTRAS DE TERRENO NATURAL, TRABAJADAS COMO CAPA SUBRASANTE, CON LA POSIBILIDAD EN EMPLEARLO COMO TAL.

El Laboratorista	El Jefe de Laboratorio	Vo.Bo.
------------------	------------------------	--------

INFORME DE TERRACERIAS

OBRA: ESTUDIO DE ESPESORES C. PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.	Ensayes Nos. : 106 /111
LOCALIZACION : PASO POR PUERTO ESCONDIDO OAXACA.	Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000	Fecha de informe : 05 / 02 / 96

IDENTIFICACION	Número de ensaye	106	107	108	109	110	111
	Estación	139+720	140+510	141+260	142+030	142+740	143+500
Sondeo No.	7	8	9	10	11	12	
Capa	Terreno natural						

CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	Tamaño máximo mm.	4.75	9.50	25.00	4.75	4.75	4.75
	% retenido en malla de 75 mm.	0	0	0	0	0	0
	% que pasa la malla de 4.75 mm.	100	90	88	100	100	100
	% que pasa la malla de 0.425 mm.	60	54	37	58	67	76
	% que pasa la malla de 0.075 mm.	13	11	13	13	19	18
	Equivalente de arena %	19	27	20	27	24	22
	Límite líquido %	22	20	22	19	19	19
	Índice plástico %	4	N.P.	5	N.P.	N.P.	N.P.
	Contracción lineal %	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0	0.0
	P.V.S. suelto Kg / m ³	1211	1477	1500	1433	1437	1388
	P.V.S. máximo Kg / m ³	1880	1940	1950	1860	2090	1940
	Humedad óptima %	10.5	11.8	11.5	7.9	11.2	11.7
	Humedad natural %	5.9	3.4	5.6	1.2	3.8	2.8
	Compactación del lugar %	19	17	11	20	16	31
V.R.S. estándar saturado %	19	17	11	20	16	31	
Expansión %	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Clasificación SUCS - SCT.	SM	SW-SM	SM	SM	SM	SM	

ESTUPELADORES	Tipo de prueba :		Porter modificada Variante II					
	Curva de proyecto :							
90 % Comp.	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %						
		Valor Relativo de Soporte %						
		Espesor requerido en cm.						
95 % Comp.	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %	13.5	14.8	14.5	10.9	14.2	14.7
		Valor Relativo de Soporte %	6.0	6.0	5.0	7.0	8.0	10.0
		Espesor requerido en cm.						
100% Comp.	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %	12.0	13.3	13.0	9.4	12.7	13.2
		Valor Relativo de Soporte %	10.0	10.0	8.0	11.0	16.0	17.0
		Espesor requerido en cm.						

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

MUESTRAS DE TERRENO NATURAL, TRABAJADAS COMO CAPA SUBRASANTE, CON LA POSIBILIDAD EN EMPLEARLO COMO TAL.

El Laboratorista	El Jefe de Laboratorio	Vo.Bo.
------------------	------------------------	--------

INFORME DE TERRACERIAS

OBRA: ESTUDIO DE ESPESORES C. PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.
 LOCALIZACION : PASO POR PUERTO ESCONDIDO OAXACA.
 TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000

Ensayes Nos. : 112 /113
 Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
 Fecha de informe : 05 / 02 / 96

IDENTIFICACION	Número de ensaye			112	113		
	Estación			144+200	144+900		
	Sondeo No.			13	14		
	Capa	Terreno natural					

C A R A C T E R I S T I C A S	D E L M A T E R I A L	Tamaño máximo mm.		4.75	9.50		
		% retenido en malla de 75 mm.		0	0		
		% que pasa la malla de 4.75 mm.		100	79		
		% que pasa la malla de 0.425 mm.		86	38		
		% que pasa la malla de 0.075 mm.		4	4		
		Equivalente de arena %		53	48		
		Límite líquido %		19	18		
		Índice plástico %		N.P	N.P		
		Contracción lineal %		0.0	0.0		
		P.V.S. suelto Kg / m ³		1385	1618		
		P.V.S. máximo Kg / m ³		1660	1900		
		Humedad óptima %		10.1	9.5		
		Humedad natural %		2.2	1.3		
		Compacción del lugar %					
V.R.S. estándar saturado %		20	33				
Expansión %		0.0	0.0				
Clasificación SUCS - SCT.		SM	SM				

E S T U D I O R E S	Tipo de prueba :		Porter modificada Variante II				
	Curva de proyecto :						
	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %					
		Valor Relativo de Soporte %					
		Espesor requerido en cm.					
	90 % Comp.	Humedad de prueba %		13.1	12.5		
		Valor Relativo de Soporte %		8.0	9.0		
		Espesor requerido en cm.					
	95 % Comp.	Humedad de prueba %		11.6	11.0		
		Valor Relativo de Soporte %		11.0	12.0		
	Espesor requerido en cm.						
100 % Comp.	Humedad de prueba %						
	Valor Relativo de Soporte %						
	Espesor requerido en cm.						

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

MUESTRAS DE TERRENO NATURAL, TRABAJADAS COMO CAPA SUBRASANTE, CON LA POSIBILIDAD EN EMPLEARLO COMO TAL.

El Laboratorista	El Jefe de Laboratorio	Vo.Bo.
------------------	------------------------	--------

INFORME DE TERRACERIAS

OBRA: ESTUDIO DE ESPESORES C. PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.
 LOCALIZACION : PASO POR PUERTO ESCONDIDO OAXACA.
 TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000

Ensayes Nos. : 114 / 117
 Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
 Fecha de informe : 05 / 02 / 96

IDENTIFICACION	Número de ensaye	114	115	116	117
	Estación	140+150	140+340	141+020	141+580
Sondeo No.	15	16	17	18	
Capa	SUBRASANTE				

CARACTERÍSTICAS	D		50.0	50.00	37.50	50.00
	Tamaño máximo mm.		0	0	0	0
	% retenido en malla de 75 mm.		90	92	92	91
	% que pasa la malla de 4.75 mm.		65	62	37	48
	% que pasa la malla de 0.425 mm.		19	17	12	22
	% que pasa la malla de 0.075 mm.		20	20	24	17
	Equivalente de arena %		21	23	20	29
	Límite líquido %		INAP	5	N.P	9
	Índice plástico %		1.2	3.5	0.0	5.8
	Contracción lineal %		1522	1390	1390	1290
	P.V.S. suelto Kg / m ³		2120	2030	1910	1900
	P.V.S. máximo Kg / m ³		9.0	10.8	11.3	12.1
	Humedad óptima %		7.7	8.2	4.8	7.7
	Humedad natural %		45	20	17	8
	Compactación del lugar %		0.0	0.0	0.0	0.1
V.R.S. estándar saturado %		SM	SM	SW-SM	SC	
Expansión %						
Clasificación SUCS - SCT.						

ESTUPEADORES	Tipo de prueba :		Porter modificada Variante II				
	Curva de proyecto :						
90 %	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %					
	Comp.	Valor Relativo de Soporte %					
95 %	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %	12.0	13.8	14.3	15.1	
	Comp.	Valor Relativo de Soporte %	11.0	9.0	6.0	2.0	
100 %	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %	10.5	12.3	12.8	13.6	
	Comp.	Valor Relativo de Soporte %	19.0	11.0	9.0	5.0	
		Espesor requerido en cm.					

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

CAPA SUBRASANTE DE LOS TRAMOS QUE CUENTAN CON PAVIMENTO RIGIDO.

El Laboratorista

El Jefe de Laboratorio

Vo.Bo.

INFORME DE COMPACTACION EN CAPA SUBRASANTE

OBRA: ESTUDIO DE ESPESORES C. PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.	Ensayes Nos. : 118 /121
LOCALIZACION : PASO POR PUERTO ESCONDIDO OAXACA.	Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000	Fecha de informe : 05 / 02 / 96

REPORTE DE CAMPO No. : SM - P - 002 COMPACTACION X RECOMPACTACION

GRADO DE COMPACTACION MINIMO ESPECIFICADO PARA LA CAPA ENSAYADA, %

ESPESOR DE PROYECTO :

ENSAYE No.	ESTACION	LADO	ESPESOR (cm.) CAPA ENSAYADA	HUMEDAD EN %		PESO ESPECIFICO SECO Kg / m ³		% DE COMPACTACION
				DEL LUGAR	OPTIMA	DEL LUGAR	MAXIMO	
SUBTRAMO DEL KM. 139+980 AL KM. 140+440 CUERPO IZQUIERDO								
118	140+150	DER.	30.0	7.7	9.0	2009	2120	95
119	140+340	IZQ.	30.0	8.2	10.8	1764	2030	87
SUBTRAMO DEL KM. 140+940 AL KM. 141+160 CUERPO IZQUIERDO								
120	141+020	IZQ.	30.0	4.8	11.3	1718	1910	90
SUBTRAMO DEL KM. 141+400 AL KM. 141+620 CUERPO DERECHO								
121	141+580	DER.	30.0	7.7	12.1	1588	1900	84

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

El Laboratorista

El Jefe de Laboratorio

Vo.Bo.

3.3 ESTUDIO DE BANCOS DE MATERIALES

Con la finalidad de proporcionar la información necesaria, acerca de los materiales que serán empleados en los trabajos de pavimentación, se localizaron y muestrearon 2 bancos de materiales para subbase, base hidráulica, concreto asfáltico con diseño Marshall, sello, arena y grava para concreto hidráulico. Se extrajeron de cada uno un mínimo de 3 muestras representativas para ser ensayadas en el laboratorio, cuyos resultados se describen más adelante y pueden consultarse los resultados a detalle en los reportes de laboratorio anexos.

Estos bancos son “San Pedro”, localizado en el km. 228+500 desviación derecha a 200 m. sobre la carretera a Sola de Vega, conformado por roca caliza y el banco “Colotepec” ubicado en el km. 5+300 desviación izquierda 400 m. de la carretera ramal a Santa María Colotepec; la muestra de este último banco fue obtenida del frente denominado “Paso Lagarto”, este frente lo constituye un playón aluvial localizado en zona de litoral a la margen del río Colotepec.

◆ *Capa subrasante*

Para conformar la capa subrasante se podrá utilizar el material del terreno natural, producto de los pequeños cortes mediante compensación o bien el subproducto del pavimento existente, ya que tiende a desaparecer por la presencia de los camellones, teniendo como última alternativa el empleo de la arena del río Colotepec, cuyas características cumplen cabalmente para este fin.

◆ *Capa de subbase y base*

Los materiales para la capa de subbase y base serán los provenientes de los bancos “San Pedro” y “Colotepec”, con los tratamientos y recomendaciones indicadas en el cuadro de bancos de materiales, cuya calidad se describe a continuación.

El material del banco “San Pedro”, esta constituido por roca caliza con tratamiento de trituración total, clasificada como (GP - GM), de acuerdo con SUCS, con VRS estándar saturado superior a 100%, EA de 65% en promedio, LL de 21% a 22%, No es un material plástico, el detalle del estudio puede consultarse en el informe de laboratorio anexo.

Por lo que respecta al material del banco “Colotepec”, se encuentra clasificado como (GM), grava arena de río, de acuerdo con la clasificación SUCS, con un VRS estándar saturado de 85%, EA de 90%, LL de 21%, no es plástico, conviene destacar que la calidad corresponde al material sin tratamiento alguno, por lo que al aplicarle una trituración parcial indispensable, la calidad se incrementa notablemente, principalmente en la resistencia.

Figura 3.16 Croquis de localización del banco de materiales "SAN PEDRO".

BANCO :	"SAN PEDRO".
UBICACION :	Km. 228+500 DESV./DER. 200 m., CARRETERA OAXACA - PTO. ESCONDIDO.
TIPO DE PROPIEDAD:	EJIDAL.
TIPO DE MATERIAL:	ROCA ALTERADA.
USOS PROBABLES:	SUBBASE, BASE, CARPETA.
TRATAMIENTO:	TRITURACION TOTAL (ELIMINANDO EL MATERIAL FINO DE EMPAQUE).
VOLUMEN DISPONIBLE:	SUFICIENTE.

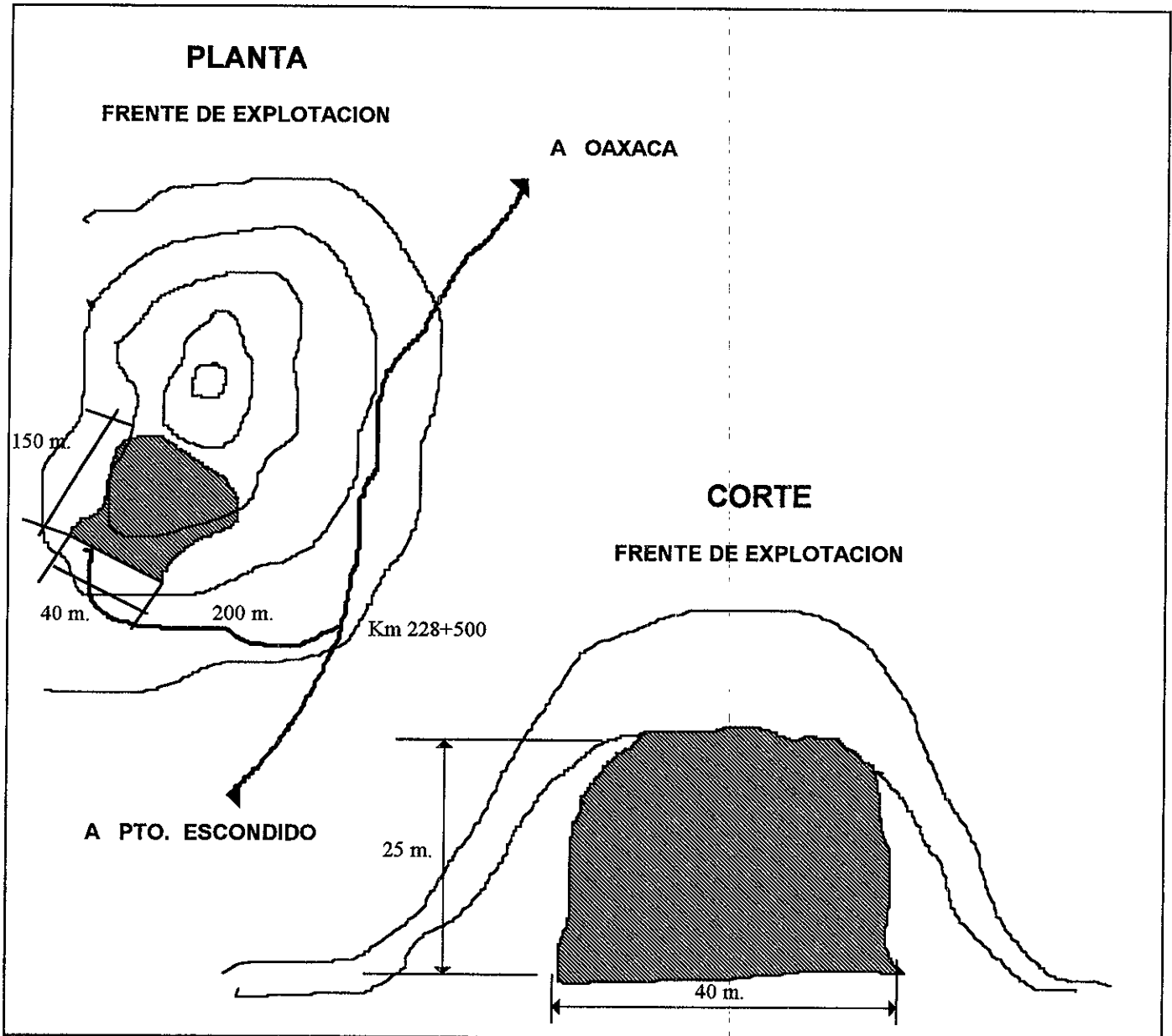
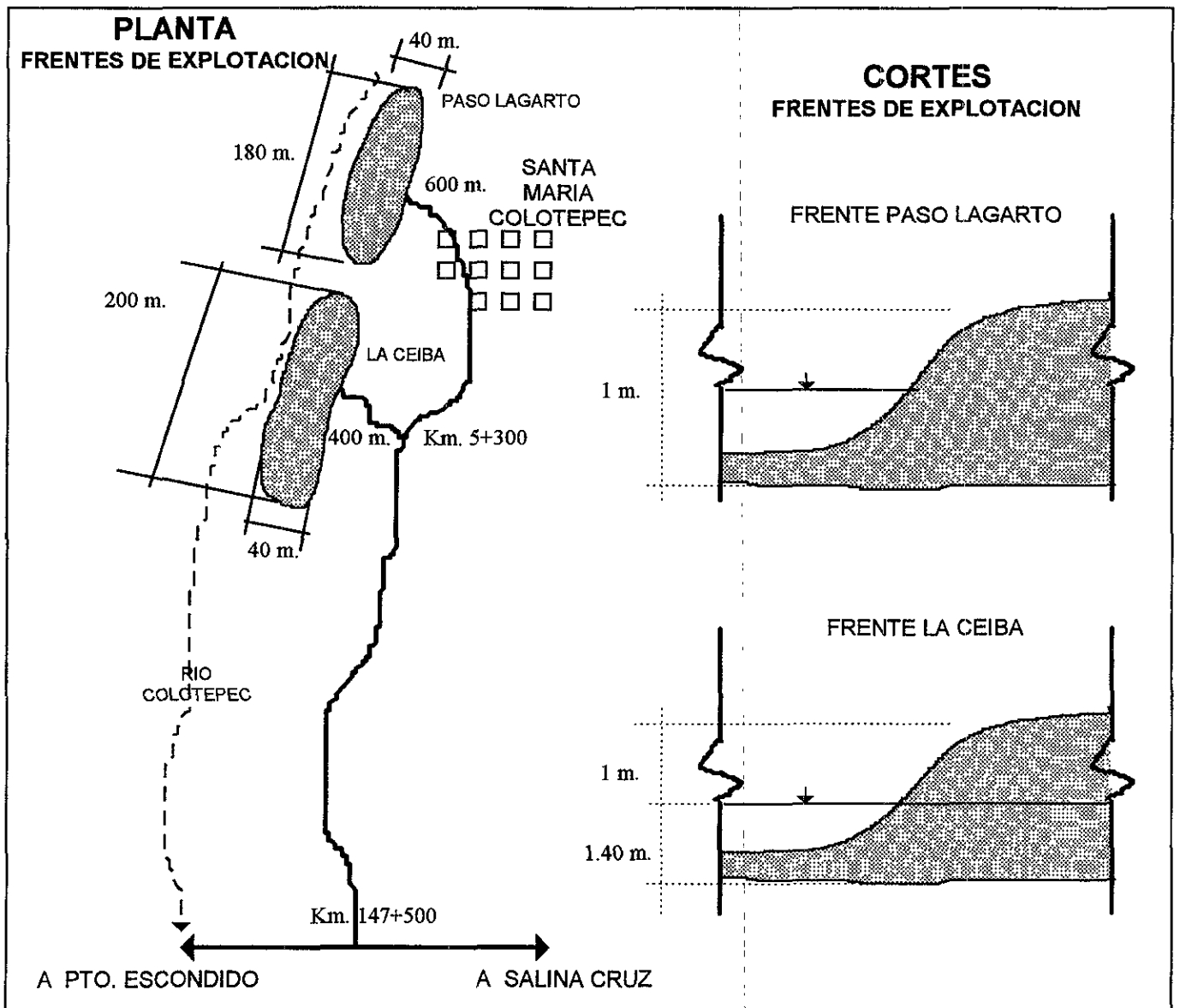


Figura 3.17 Croquis de localización del banco de materiales "COLOTEPEC".

BANCO :	"COLOTEPEC".
UBICACION :	Km. 5+300 DESV./IZQ. 400 m., RAMAL A STA. MARIA COLOTEPEC, CON ORIGEN EN EL Km. 147+500 LADO IZQ. CARRETERA PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ, (FRENTE "LA CEIBA" Y "PASO LAGARTO").
TIPO DE PROPIEDAD:	FEDERAL.
TIPO DE MATERIAL:	GRAVA ARENA DE RIO.
USOS PROBABLES:	SUBBASE, BASE, CARPETA.
TRATAMIENTO:	TRITURACION PARCIAL Y CRIBADO.
VOLUMEN DISPONIBLE:	SUFICIENTE.



◆ **Mezcla asfáltica**

El material pétreo con que se elaborará la mezcla asfáltica en caliente para la carpeta, será el proveniente del banco "San Pedro", la calidad del material para este uso es satisfactoria con relación a las especificaciones de SCT vigentes a la fecha de este estudio, siempre y cuando se aplique un tratamiento de trituración total, alimentando la trituradora únicamente con material sano y colocando una trampa para eliminar los finos del empaque que son material plástico. Las características físicas y contenido óptimo de cemento asfáltico están contenidos en los reportes de calidad y estudio Marshall.

◆ **Material para sello**

El material para sello será el procedente del banco "Colotepec", el cual, de acuerdo con los reportes de calidad contenidos en este estudio, cumple cabalmente con los requisitos de SCT para estos materiales, cabe mencionar que el análisis contempla el ensaye de tres muestras representativas.

◆ **Materiales para concreto hidráulico**

Estos materiales serán los provenientes del banco "Colotepec", aplicando un tratamiento de trituración parcial y cribado para la grava y de cribado para la arena, la elaboración del concreto deberá efectuarse invariablemente en planta.

Tabla 3.8 Cuadro de bancos de materiales propuestos.

No.	Nombre y ubicación	Tipo de material	Uso propuesto	Tratamiento	Observaciones
1	San Pedro Km. 228+500 d./der. 200 m. Carretera Oaxaca - Pto. Escondido.	Roca Alterada	Subbase Hidráulica	Trituración total y cribado a T.M. 2"	Ubicado a 18.5 Km. del centro geométrico de la obra, propiedad ejidal, no existe trituradora. Se recomienda triturar roca sana sin el empaque.
			Base Hidráulica	Trituración total y cribado a T.M. 1.5"	
			Concreto Asfáltico	Trituración total y cribado a T.M. 3/4"	
2	Colotepec Km. 5+300 d./izq. 400 m. Carretera ramal a Santa María Colotepec.	Grava arena de río.	Subbase Hidráulica	Trituración total y cribado a T.M. 2"	Ubicado a 13.5 Km. del centro geométrico de la obra, propiedad federal, no existe trituradora.
			Base Hidráulica	Trituración total y cribado a T.M. 1.5"	
			Grava p/concreto hidráulico	Trituración total y cribado a T.M. 2"	
			Arena p/concreto hidráulico	Cribado por malla No.4	

Para la construcción de la capa subrasante se utilizará material del terreno natural o bien se puede emplear arena del banco Colotepec.

Para el caso en que el concreto se adquiera en una planta premezcladora, los bancos serán los que utilice la empresa a condición de cumplir con el MR. y el revenimiento de proyecto.

INFORME DE TERRACERIAS

OBRA: ESTUDIO DE ESPESORES C. PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.
 LOCALIZACION : PASO POR PUERTO ESCONDIDO OAXACA.
 TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000

Ensayes Nos. : S/N
 Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
 Fecha de informe : 05 / 02 / 96

IDENTIFICACION	Nombre del Banco	COLOTEPEC				
	Ubicación	Km. 5+300 D/I 400 m. rama a Santa Maria Colotepec				
	Muestra No.	1	2	3		
	Material para capa :	SUBRASANTE				

C A R A C T E R I S T I C A S	D E L M A T E R I A L	Tamaño máximo mm.	4.75	4.75	4.75		
		% retenido en malla de 75 mm.	0	0	0		
		% que pasa la malla de 4.75 mm.	100	100	100		
		% que pasa la malla de 0.425 mm.	35	36	39		
		% que pasa la malla de 0.075 mm.	3	5	3		
		Equivalente de arena %	90	91	90		
		Límite líquido %	20	20	21		
		Índice plástico %	N.P.	N.P.	N.P.		
		Contracción lineal %	0.0	0.0	0.0		
		P.V.S. suelto Kg / m ³	1670	1680	1680		
		P.V.S. máximo Kg / m ³	1890	1900	1880		
		Humedad óptima %	11.1	10.9	9.9		
		Humedad natural %					
		Compactación del lugar %					
V.R.S. estándar saturado %	23	25	22				
Expansión %	0.0	0.0	0.0				
Clasificación SUCS - SCT.	SM	SM	SM				

E S T U D I O R E S	Tipo de prueba :		Porter modificada Variante II				
	Curva de proyecto :						
	Cond. del Lugar	Humedad de prueba %					
		Valor Relativo de Soporte %					
		Espesor requerido en cm.					
	90 % Comp.	Humedad de prueba %	14.1	13.9	12.9		
		Valor Relativo de Soporte %	20.0	20.0	21.0		
		Espesor requerido en cm.					
	95 % Comp.	Humedad de prueba %	12.6	12.4	11.4		
		Valor Relativo de Soporte %	22.0	22.0	23.0		
Espesor requerido en cm.							
100% Comp.	Humedad de prueba %						
	Valor Relativo de Soporte %						
	Espesor requerido en cm.						

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

ESTE MATERIAL CUMPLE CABALMENTE CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS EN LAS NORMAS DE CALIDAD VIGENTES DE LA S.C.T., PARA SU USO COMO CAPA SUBRASANTE.

El Laboratorista	El Jefe de Laboratorio	Vo.Bo.
------------------	------------------------	--------

INFORME DE ENSAYES EN MATERIALES PARA BASE HIDRAULICA

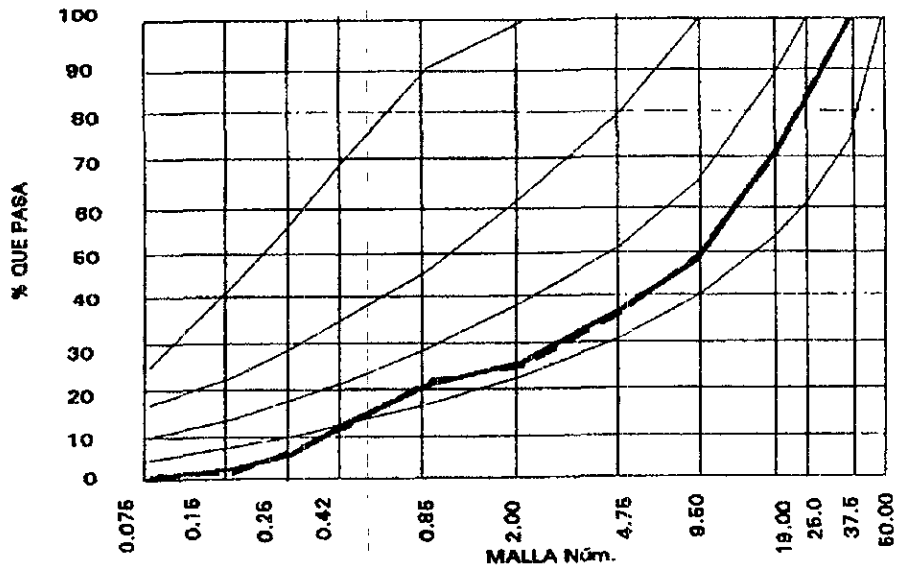
OBRA: ESTUDIO DE BANCO DE MATERIALES.
 CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.
 TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000, PTO. ESCONDIDO OAXACA.

Ensayes Nos. : S/N HOJA 1/2
 Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
 Fecha de informe : 05 / 02 / 96

DATOS DEL MUESTREO	DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL : Grava arena de rio
	CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO : Playones en las margenes del rio
	TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO : Ninguno
	NOMBRE DEL BANCO : COLOTEPEC
	UBICACION : km 5 + 300 d/l 400 m. Ramal a Sta. María Colotepec Oax. (a 13.5 Km. de centro geométrico de la obra)

P.E. SECO SUELTO Kg/m ³	1,910	1,950
P.E. MAXIMO Kg/m ³	2,148	2,160
HUMEDAD OPTIMA %	5.2	5.7
P.E. DEL LUGAR Kg/m ³		
HUMEDAD DEL LUGAR %		

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



G R A N U L O S O M I M C E L I T O R I C A	MALLA	% RETENIDO	
		EN 50.00	
	EN 37.50	10	11
		% QUE PASA	
	50.00		
	37.50	100	100
	25.00	82	83
	19.00	71	70
	9.50	48	49
	4.75	37	36
	2.00	26	25
	0.85	21	22
	0.42	13	12
	0.25	6	7
	0.15	3	2
	0.07	1	2

V.R.S. ESTANDAR %	85	87	PRUEBAS EN MAT. MAYOR QUE LA MALLA No. 9.5 mm	
EXPANSION	0.0	0.0	ABSORCION %	1.0 1.2
VALOR CEMENTANTE Kg/cm ²			DENSIDAD	2.6 2.6
EQUIVALENTE DE ARENA %	92	921	DURABILIDAD	

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR LA MALLA No. 0.425					
LIMITE LIQUIDO %	21	21	EQUIV. HUMEDAD EN CAMPO %		
LIMITE PLASTICO %	N.P.	N.P.	CONTRACCION LINEAL %	0.0	0.0
INDICE PLASTICO %	N.P.	N.P.	CLASIFICACION S.C.T. SUCS	GM	GM

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES: VER EN HOJA 2 DE 2

EL LABORATORISTA	EL JEFE DE LABORATORIO	Vo. Bo.
------------------	------------------------	---------

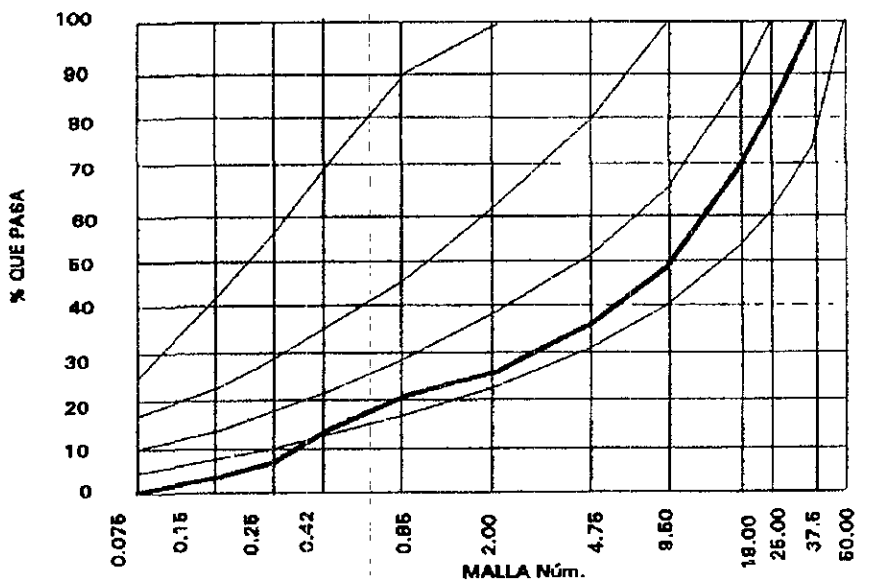
INFORME DE ENSAYES EN MATERIALES PARA BASE HIDRAULICA

OBRA: ESTUDIO DE BANCO DE MATERIALES.	Ensayes Nos. : S/N HOJA 2/2
CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.	Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000, PTO. ESCONDIDO OAXACA.	Fecha de informe : 05 / 02 / 96

DATOS DEL MUESTREO	DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL : Grava arena de rio
	CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO : Playones en las márgenes del rio
	TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO : Ninguno
	NOMBRE DEL BANCO : COLOTEPEC
	UBICACION : km. 5 + 300 d/I 400 m. Ramal a Sta. María Colotepec Oax. (a 13.5 Km. de centro geométrico de la obra)

P.E. SECO SUELTO Kg/m ³	1,930
P.E. MAXIMO Kg/m ³	2,152
HUMEDAD OPTIMA %	5.4
P.E. DEL LUGAR Kg/m ³	
HUMEDAD DEL LUGAR %	

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



COMPOSICIÓN	MALLA	% RETENIDO
	EN 50.00	
EN 37.50	11	
	% QUE PASA	
50.00		
37.50	100	
25.00	81	
19.00	70	
9.50	48	
4.75	36	
2.00	26	
0.85	21	
0.42	14	
0.25	7	
0.15	4	
0.07	1	

V.R.S. ESTANDAR %	83	PRUEBAS EN MAT. MAYOR QUE LA MALLA No. 9.5 mm	
EXPANSION %	0.0	ABSORCION %	1.1
VALOR CEMENTANTE Kg/cm ²		DENSIDAD	2.6
EQUIVALENTE DE ARENA %	90	DURABILIDAD	

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR LA MALLA No. 0.425			
LIMITE LIQUIDO %	21	EQUIV. HUMEDAD EN CAMPO %	
LIMITE PLASTICO %	N.P.	CONTRACCION LINEAL %	0.0
INDICE PLASTICO %	N.P.	CLASIFICACION S.C.T. SUCS	GM

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES:
ESTA ES LA CALIDAD DEL MATERIAL SIN TRATAMIENTO ALGUNO, SIN EMBARGO APLICANDO UNA TRITURACION PARCIAL, EL VRS SERA SUPERIOR AL 100%.

EL LABORATORISTA	EL JEFE DE LABORATORIO	Vo. Bo.
------------------	------------------------	---------

INFORME DE ENSAYES EN MATERIALES PARA BASE HIDRAULICA

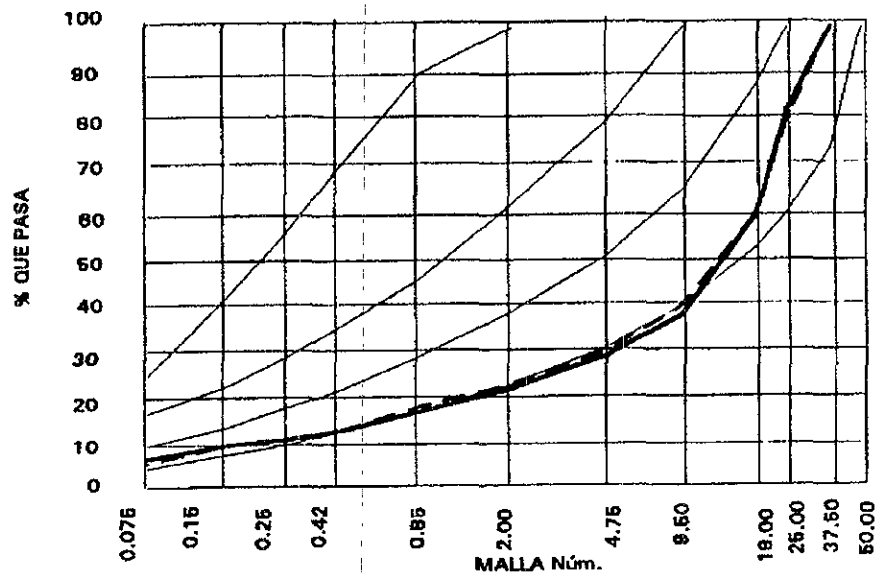
OBRA: ESTUDIO DE BANCO DE MATERIALES.
 CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.
 TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000, PTO. ESCONDIDO OAXACA.

Ensayes Nos. : S/N HOJA 1/2
 Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
 Fecha de informe : 05 / 02 / 96

DATOS DEL MUESTREO	DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL : Roca caliza triturada.
	CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO : Canal en el banco.
	TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO : Trituración total.
	NOMBRE DEL BANCO : SAN PEDRO
	UBICACION : km 228+ 500 D/D 200 m. Carr. Oaxaca - Pto. Escondido Oax. (a 18.5 Km. de centro geométrico de la obra)

P.E. SECO SUELTO Kg/m ³	1,590	1,580
P.E. MAXIMO Kg/m ³	2,190	2,185
HUMEDAD OPTIMA %	3.1	4.0
P.E. DEL LUGAR Kg/m ³		
HUMEDAD DEL LUGAR %		

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



	MALLA	% RETENIDO	
		— — — —	- - - -
COMPOSICIÓN	EN 50.00		
	EN 37.50		
		% QUE PASA	
	50.00		
	37.50	100	100
	25.00	82	80
	19.00	60	60
	9.50	38	40
	4.75	29	30
	2.00	22	23
	0.85	17	18
0.42	13	13	
0.25	11	11	
0.15	10	10	
0.07	7	6	

V.R.S. ESTANDAR %	136	140	PRUEBAS EN MAT. MAYOR QUE LA MALLA No. 9.5 mm	
EXPANSION %	0.0	0.0	ABSORCION %	2.3 2.2
VALOR CEMENTANTE Kg/cm ²			DENSIDAD	2.4 2.5
EQUIVALENTE DE ARENA %	64	65	DURABILIDAD	70 70

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR LA MALLA No. 0.425				
LIMITE LIQUIDO %	21	22	EQUIV. HUMEDAD EN CAMPO %	
LIMITE PLASTICO %	N.P.	N.P.	CONTRACCION LINEAL %	0.0 0.0
INDICE PLASTICO %	N.P.	N.P.	CLASIFICACION S.C.T. SUCS	GP-GM GP-GM

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES: VER HOJA 2/2		
EL LABORATORISTA	EL JEFE DE LABORATORIO	Vo. Bo.

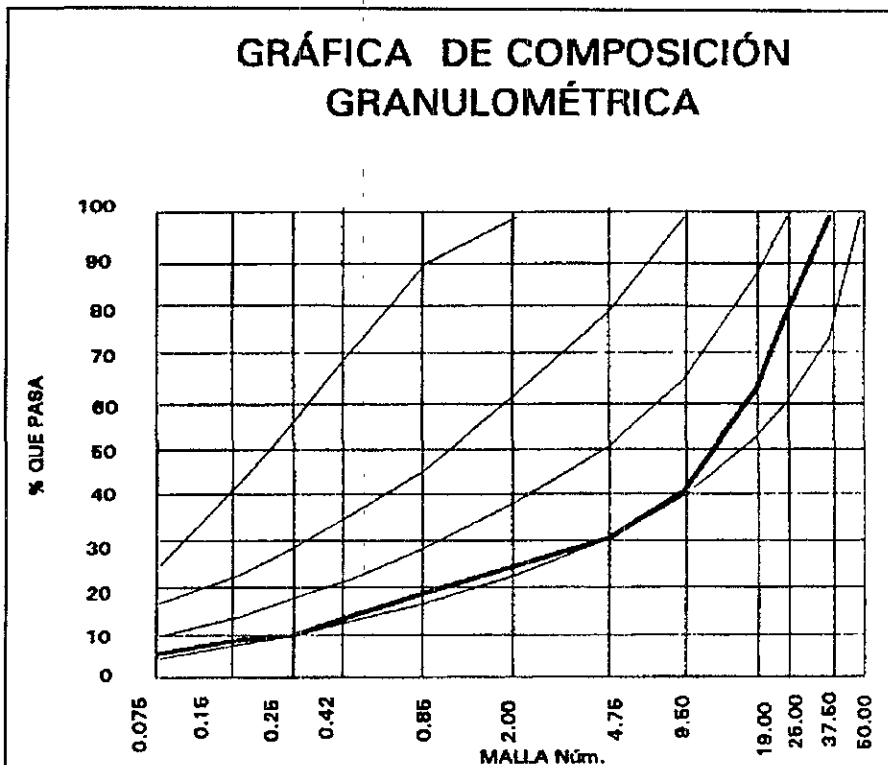
INFORME DE ENSAYES EN MATERIALES PARA BASE HIDRAULICA

OBRA: ESTUDIO DE BANCO DE MATERIALES.
 CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.
 TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000, PTO. ESCONDIDO OAXACA.

Ensayes Nos. : S/N HOJA 2/2
 Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
 Fecha de informe : 05 / 02 / 96

DATOS DEL MUESTREO	DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL : Roca caliza triturada. CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO : Canal en el banco. TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO : Trituración total. NOMBRE DEL BANCO : SAN PEDRO UBICACION : km 228+ 500 D/D 200 m. Carr. Oaxaca - Pto. Escondido Oax. (a 18.5 Km. de centro geométrico de la obra)
---------------------------	---

P.E. SECO SUELTO Kg/m ³	1,600
P.E. MAXIMO Kg/m ³	2,195
HUMEDAD OPTIMA %	3.8
P.E. DEL LUGAR Kg/m ³	
HUMEDAD DEL LUGAR %	



C O M P O S I C I O N I C A	MALLA	% RETENIDO
	EN 50.00	
EN 37.50		
		% QUE PASA
	50.00	
	37.50	100
	25.00	79
	19.00	63
	9.50	41
	4.75	31
	2.00	25
	0.85	19
	0.42	14
	0.25	10
	0.15	9
	0.07	6

V.R.S. ESTANDAR %	130	PRUEBAS EN MAT. MAYOR QUE LA MALLA No. 9.5 mm	
EXPANSION %	0.0	ABSORCION %	2.1
VALOR CEMENTANTE Kg/cm ²		DENSIDAD	2.5
EQUIVALENTE DE ARENA %	66	DURABILIDAD	70

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR LA MALLA No. 0.425			
LIMITE LIQUIDO %	22	EQUIV. HUMEDAD EN CAMPO %	
LIMITE PLASTICO %	N.P.	CONTRACCION LINEAL %	0.0
INDICE PLASTICO %	N.P.	CLASIFICACION S.C.T. SUCS	GP-GM

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES:		
LA CALIDAD DE ESTE MATERIAL CUMPLE CABALMENTE CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS EN LAS NORMAS DE CALIDAD VIGENTES DE LA S.O.T.		
EL LABORARISTA	EL JEFE DE LABORATORIO	Vo. Bo.

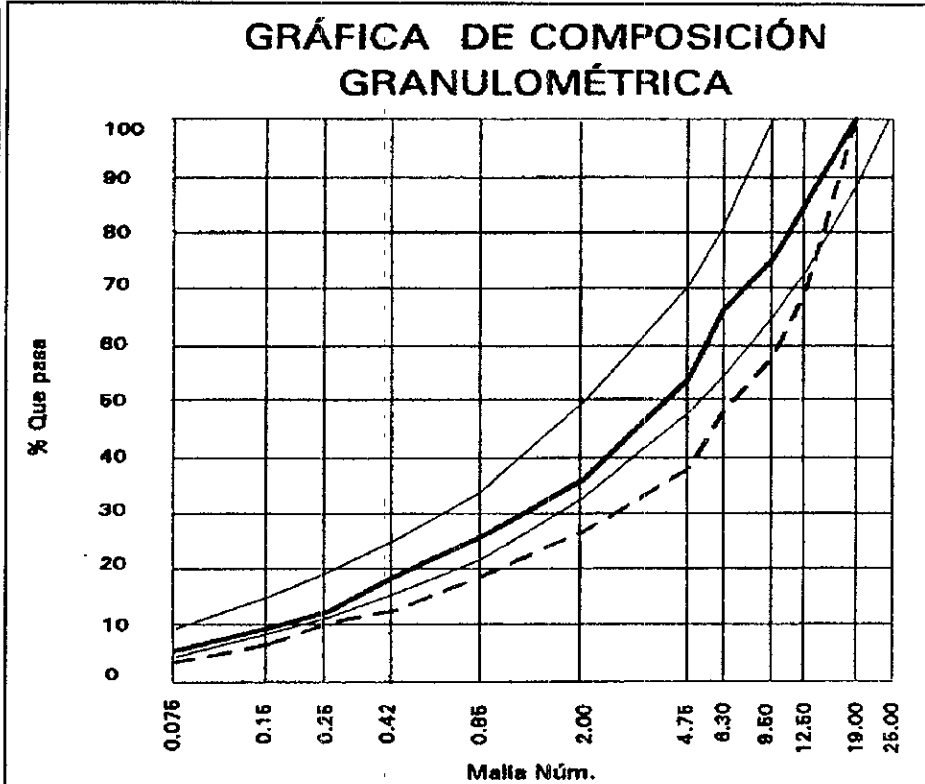
INFORME DE ENSAYES DE CONCRETO ASFALTICO

OBRA: ESTUDIO DE BANCO DE MATERIALES.	Ensayes Nos. : S/N
CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ	Fecha de recibo : 20 / 01 / 96
TRAMO: KM. 135+000 AL KM. 145+000, PUERTO ESCONDIDO OAXACA.	Fecha de informe : 05 / 02 / 96

DATOS DEL MUESTREO	DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL : Roca caliza triturada	PARA USO EN : Mezcla asf. en caliente
	CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO : Canal en el banco	
	TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO : Trituración total	
	NOMBRE DEL BANCO : SAN PEDRO	
UBICACION : km 228 + 500 d/d 200 m. Carr. Oaxaca - Pto. Escondido (a 18.5 Km. del centro geométrico de la obra)		

VIAJE No. : TENDIDO DE Km. A Km.	LADO :	FRANJA:
TEMPERATURA DE LA MEZCLA AL SALIR DE LA PLANTA EN °C :	EN EL TENDIDO °C :	AL INICIAR COMP °C :

P.E. SUELTO Kg/m ³	1500	1650
P.E. (γ _p) gr/cm ²	2.45	2.45
ABSORCION %	2.3	2.3
DESGASTE %	46	46
% TRITURACION	100	100
PART. ALARGADAS %	13.0	13.0
PART. LAJEADAS %	19	19
EQUIV. ARENA %	64	64
CONTRAC. LINEAL %	0.0	0.0

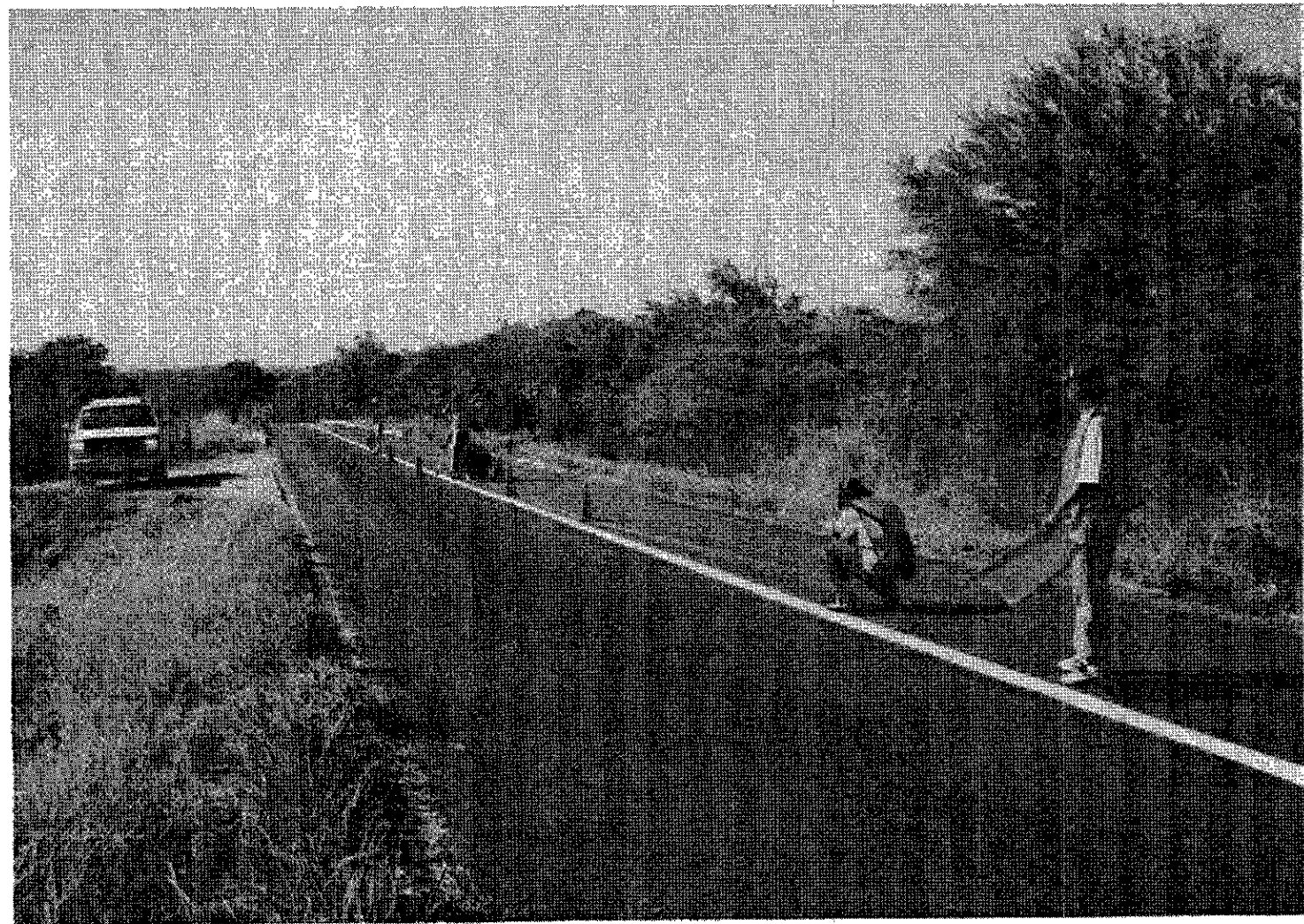


G C O M P O S I C I O N A	MALLAS	% QUE PASA	
	25.00		
19.00	100	100	100
12.50	69	85	85
9.50	58	75	75
6.30	48	66	66
4.75	38	54	54
2.00	27	36	36
0.85	19	26	26
0.42	13	19	19
0.25	11	13	13
0.15	7	10	10
0.07	4	6	6

CARACTERISTICAS DE LA MEZCLA		MUESTRA 1	DEL PROYECTO	CARACTERISTICAS DEL ESPECIMEN		ESPECIFICACION	CARACTERISTICAS DEL ASFALTO	
CONTENIDO DE ASFALTO %				P.E. Kg/m ²			TIPO	
ADITIVO USADO	MARCA			ESTABILIDAD Kg		700 min.	PENETRACION	
	TIPO			FLUJO mm		DE 2 A 4	VISCOSIDAD	
	CANTIDAD %			VACIOS, %		DE 3 A 5	TEMP. RECOM.	
	AFINIDAD	BUENA	BUENA	V.A.M. %		14 min.	TEMP. DE APLIC.	

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES:
LA CURVA GRANULOMETRICA QUE APARECE CON LINEA CONTINUA ES LA QUE DEBERA UTILIZARSE PARA EL DISEÑO MARSHALL

EL LABORATORISTA	EL JEFE DE LABORATORIO	Vo. Bo.
------------------	------------------------	---------



4.- CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO DEL PAVIMENTO

4.- CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO DEL PAVIMENTO

El diseño del pavimento rígido o flexible de un camino nuevo, de un camino por modernizar o de un camino por reconstruir, requiere de estudios detallados en diversas especialidades de la ingeniería que complementen y sirvan como insumo durante la aplicación del método de diseño.

Si bien, como resultado de la aplicación del método, se proporcionarán los datos técnicos que indican las características físicas, mecánicas y geométricas que deberá cumplir el pavimento, debe considerarse también que dicho método depende en gran medida de los datos que se obtengan en el análisis y realización de pruebas de laboratorio. La información previa de otros estudios es un insumo básico para el diseño del pavimento, como es el caso de los datos obtenidos mediante el estudio de ingeniería de tránsito.

Asimismo, existen otros aspectos técnicos de relevante importancia, como los geométricos propios del camino, los hidráulicos, el señalamiento, la semaforización (en el caso de zonas urbanas), y tantos otros que incluyen al menos los 16 estudios relacionados en el capítulo II, y cuya información deberá tomarse en cuenta para conceptualizar en conjunto los requerimientos que deberá cumplir el diseño del pavimento.

4.1 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE TRANSITO.

Para diseñar la sección transversal de un camino es necesario conocer las características del tránsito que lo utilizará debido a que pueden circular vehículos de diferentes tipos con condiciones de carga variables, estas cargas son transmitidas a la estructura del pavimento de distintas maneras.

Las características más importantes del tránsito, que son necesarias para realizar el proyecto del pavimento, son:

1. Tránsito diario promedio anual (TDPA).
2. Tránsito en el carril de diseño.
3. Composición del tránsito por tipo de vehículos.
4. Peso de los vehículos cargados y vacíos.
5. Número y posición de ejes y llantas.
6. Incremento anual del tránsito.
7. Número de vehículos o de ejes que transitarán por el camino durante su vida útil .

El tránsito diario promedio anual (TDPA) se calcula dividiendo entre 365 días el número total de vehículos que circulan por una carretera en ambos sentidos durante un año.

Para determinar el TDPA de un camino en operación, como el caso de este estudio, se cuenta en forma directa el tránsito mediante aforos y puede realizarse por personal de campo o mecánicamente. Por lo general el conteo se realiza en ciertas temporadas y luego se proyecta a un año, para lo cual se emplean técnicas estadísticas. Conociendo el TDPA de varios años consecutivos, se puede conocer la tasa de crecimiento.

Por otra parte se debe considerar el tránsito inducido que propicia la modernización, la reconstrucción o el nuevo camino, y el tránsito generado que ocasiona el desarrollo económico y crecimiento del entorno.

Del TDPA se necesita conocer el porcentaje que hace uso del carril en donde se carga más el movimiento, el cual se define como carril de diseño; es común considerar que para caminos de dos carriles, el carril de diseño lleva de 60% a 65% del TDPA. Para caminos de cuatro carriles se considera el 45% del TDPA para el carril de diseño.

También es necesario conocer la cantidad de vehículos de los diferentes tipos que circulan por la carretera con la finalidad de estudiar la magnitud de los esfuerzos en la estructura vial y proyectar adecuadamente la sección transversal.

El método de cálculo denominado "a un nivel fijo de tránsito" clasifica en grupos, para hacer menos difíciles los cálculos, a los diferentes tipos de vehículos según su peso y la posición de sus ejes y llantas.

ANALISIS DE TRANSITO

Para diseñar el pavimento de una autopista es necesario predecir el número de repeticiones de cada grupo de cargas durante el periodo de diseño. Información del tránsito inicial puede obtenerse de mediciones en campo o de la forma W4 de una estación de aforo que considere un tránsito con características similares a las del proyecto en cuestión. El tránsito diario inicial es en dos direcciones sobre todos los carriles y deberá ser multiplicada por el factor direccional y de distribución por carril para obtener el tránsito inicial en el carril de diseño. El tránsito que se utilizará para el diseño es el promedio durante el periodo de diseño, por lo que, el tránsito inicial debe multiplicarse por un factor de crecimiento. Si n_i es el número total de repeticiones de cargas que se consideran en el diseño para el grupo de cargas i , entonces :

$$n_i = (n_o)_i (G) (D) (L) (365) (Y) \quad (\text{ec. 4.1})$$

en donde $(n_o)_i$ es el número inicial de repeticiones por día para el grupo de cargas y , G es el factor de crecimiento, D es el factor de distribución direccional, el cual usualmente se toma como 0.45 a menos que el tránsito en ambas direcciones sea diferente, L es el factor de distribución de carriles que varía según el volumen de tránsito y el número de carriles, Y es el periodo de diseño en años. Si el diseño esta basado en equivalencia de cargas de ejes sencillos 18-kip (80 kN), entonces el número inicial de repeticiones por día para el grupo de cargas se representa como :

$$(n_o)_i = (p_i F_i) (ADT)_o (T) (A) \quad (\text{ec. 4.2})$$

donde p_i es el porcentaje del total de repeticiones para el grupo de cargas y , F_i es el factor de equivalencia de carga por eje (EALF = equivalent average load factor) para el grupo de cargas y , $(ADT)_o$ es el tránsito promedio diario al inicio del periodo de diseño, T es el porcentaje de

camiones en el ADT, y A es el promedio de ejes por camión. Substituyendo la ecuación 4.2 en la 4.1 y sumando todos los grupos de cargas, se obtiene el número de aplicaciones de carga estándar durante el periodo de diseño (ESAL; Equivalent single axle load):

$$ESAL = (\sum p_i F_i) (ADT)_o (T) (A) (G) (D) (L) (365) (Y) \quad (\text{ec. 4.3})$$

Para obtener el ESAL es conveniente combinar el primer y cuarto término de la ecuación 4.3 para formar una variable que se llama factor de camión :

$$T_f = (\sum p_i F_i) (A) \quad (\text{ec. 4.4})$$

donde T_f es el factor de camión, o el número de cargas de ejes sencillos de 18-kip (80 kN) aplicadas por camión. Así que, la ecuación 4.3 se convierte :

$$ESAL = (ADT)_o (T) (T_f) (G) (D) (L) (365) (Y) \quad (\text{ec. 4.5})$$

ADT_o = (PROMEDIO DE TRANSITO DIARIO)

T = (PORCENTAJE DE CAMIONES)

T_f = (FACTOR POR CAMION)

G = (FACTOR DE CRECIMIENTO)

D = (FACTOR DIRECCIONAL)

L = (FACTOR DE CARRIL)

Y = (PERIODO DE DISEÑO)

TRANSITO PROMEDIO DIARIO DE CAMIONES.

La mínima información de tránsito requerida para el diseño de un pavimento es el tránsito promedio diario de camiones (ADTT = average daily truck traffic) al inicio del periodo de diseño. ADTT puede ser expresado como un porcentaje del ADT o como un valor actual. Esta información puede obtenerse de los aforos de tránsito en caminos existentes donde la carpeta será construida o en carreteras cercanas con patrones similares de tránsito. Los mapas de volumen de tránsito que muestran el ADT, a veces con el porcentaje de camiones, son utilizados generalmente en caminos diversos y dentro de un área dada, aunque son menos consultados que los aforos recientes. Los conteos de tránsito deberán ser ajustados para tomar en cuenta las variaciones diarias y estacionales, para obtener el tránsito promedio diario anual (TDPA ó AADT (annual average daily traffic)).

FACTOR POR CAMION.

Un factor por camión único podrá ser aplicado a todos los camiones, o bien utilizar factores por camión por separado para diferentes clases de camiones.

La tabla 4.1 muestra los factores equivalentes de carga por eje (EALF = equivalent axle load factor) para el calculo del ESAL para el diseño de un pavimento flexible.

EQUIVALENT AXLE LOAD FACTOR				EQUIVALENT AXLE LOAD FACTOR			
Axle load (lb)	Single axles	Tandem axles	Tridem axles	Axle load (lb)	Single axles	Tandem axles	Tridem axles
1,000	.00002			41,000	23.27	2.29	0.540
2,000	.00018			42,000	25.64	2.51	0.597
3,000	.00072			43,000	28.22	2.76	0.658
4,000	.00209			44,000	31.00	3.00	0.723
5,000	.00500			45,000	34.00	3.27	0.793
6,000	.01043			46,000	37.24	3.55	0.868
7,000	.0196			47,000	40.74	3.85	0.948
8,000	.0343			48,000	44.50	4.17	1.033
9,000	.0562			49,000	48.54	4.51	1.12
10,000	.0877	0.00688	0.002	50,000	52.88	4.86	1.22
11,000	.1311	0.01008	0.002	51,000		5.23	1.32
12,000	.189	0.0144	0.003	52,000		5.63	1.43
13,000	.264	0.0199	0.005	53,000		6.04	1.54
14,000	.360	0.0270	0.006	54,000		6.47	1.66
15,000	.478	0.0360	0.008	55,000		6.93	1.78
16,000	.623	0.0472	0.011	56,000		7.41	1.91
17,000	.796	0.0608	0.014	57,000		7.92	2.05
18,000	1.000	0.0773	0.017	58,000		8.45	2.20
19,000	1.24	0.0971	0.022	59,000		9.01	2.35
20,000	1.51	0.1206	0.027	60,000		9.59	2.51
21,000	1.83	0.148	0.033	61,000		10.20	2.67
22,000	2.18	0.18	0.040	62,000		10.84	2.85
23,000	2.58	0.217	0.048	63,000		11.52	3.03
24,000	3.03	0.260	0.057	64,000		12.22	3.22
25,000	3.53	0.308	0.067	65,000		12.96	3.41
26,000	4.09	0.364	0.080	66,000		13.73	3.62
27,000	4.71	0.426	0.093	67,000		14.54	3.83
28,000	5.39	0.495	0.109	68,000		15.38	4.05
29,000	6.14	0.572	0.126	69,000		16.26	4.28
30,000	6.97	0.658	0.145	70,000		17.19	4.52
31,000	7.88	0.753	0.167	71,000		18.15	4.77
32,000	8.88	0.857	0.191	72,000		19.16	5.03
33,000	9.98	0.971	0.217	73,000		20.22	5.29
34,000	11.18	1.095	0.246	74,000		21.32	5.57
35,000	12.50	1.23	0.278	75,000		22.47	5.86
36,000	13.93	1.38	0.3013	76,000		23.66	6.15
37,000	15.50	1.53	0.352	77,000		24.91	6.46
38,000	17.20	1.70	0.393	78,000		26.22	6.78
39,000	19.06	1.89	0.438	79,000		27.58	7.11
40,000	21.08	2.08	0.487	80,000		28.99	7.45

Tabla 4.1 Factores equivalentes de carga por eje (EALF = equivalent axle load factor) para el calculo del ESAL.

La tabla 4.2 muestra estos mismos factores pero para el diseño de un pavimento rígido. El número de ejes para cada grupo de cargas, así como el número de camiones pesados puede encontrarse de la forma W4. La suma de los ESALs de todos los camiones pesados dividida entre el número de camiones pesados da el factor por camión.

CARGA POR EJE (kips)	FACTOR EQUIVALENTE DE CARGA POR EJE			CARGA POR EJE (kips)	FACTOR EQUIVALENTE DE CARGA POR EJE		
	EJE SENCILLO	EJE TANDEM	EJE TRIPLE		EJE SENCILLO	EJE TANDEM	EJE TRIPLE
2	0.0002	0.0001	0.0001	48	56.8	7.73	2.49
4	0.002	0.0005	0.0003	50	67.8	9.07	2.94
6	0.010	0.002	0.001	52		10.60	3.44
8	0.032	0.005	0.002	54		12.30	4.00
10	0.082	0.013	0.005	56		14.20	4.63
12	0.176	0.026	0.009	58		16.30	5.32
14	0.341	0.048	0.017	60		18.70	6.08
16	0.604	0.082	0.028	62		21.40	6.91
18	1.000	0.133	0.044	64		24.40	7.82
20	1.570	0.205	0.067	66		27.60	8.83
22	2.340	0.308	0.099	68		31.30	9.90
24	3.360	0.444	0.141	70		35.30	11.16
26	4.670	0.622	0.195	72		39.80	12.40
28	6.230	0.850	0.265	74		44.70	13.66
30	8.280	1.140	0.354	76		50.10	15.40
32	10.730	1.490	0.463	78		56.10	17.19
34	13.600	1.920	0.596	80		62.50	18.90
36	17.100	2.430	0.757	82		69.30	20.90
38	21.300	3.030	0.948	84		77.30	23.10
40	26.300	3.740	1.170	86		86.00	25.40
42	32.200	4.550	1.440	88		95.00	27.90
44	39.200	5.460	1.740	90		105.00	30.70
46	47.300	6.530	2.080				

Tabla 4.2 Factores equivalentes de cargas por eje para pavimentos rígidos (AASHTO 1986).

Tabla 4.3 Ejemplo ilustrativo del cálculo de los ejes equivalentes (ESAL).

CARGA POR EJE (lb) (A)	E A L F (B)	NUMERO DE EJES (C)	ESAL (D) = (B) x (C)
12,100	0.189	461	87.129
22,000	2.180	307	669.260
39,600	1.985	180	357.300
49,500	1.170	26	30.420
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.

Para la columna B el EALF se toma de la tabla 4.1 para el diseño de pavimentos flexibles y se utiliza la tabla 4.2 para el diseño de pavimentos rígidos.

FACTOR DE CRECIMIENTO.

Una manera sencilla de calcular el factor de crecimiento es considerar un índice anual de crecimiento del tránsito y usar el promedio de tránsito al principio y final del periodo de diseño como el tránsito de diseño :

$$G = \frac{1}{2} [1 + (1+r)Y] \quad (\text{ec.4.6})$$

donde r es la tasa de crecimiento anual del tránsito. El PCA (1984) aplica el tránsito a la mitad del periodo de diseño como el tránsito de diseño :

$$G = (1 + r)^{0.5Y} \quad (\text{ec.4.7})$$

Tasa anual de Crecimiento (%)	Periodo de Diseño	
	20 años	40 años
1.0	1.1	1.2
1.5	1.2	1.3
2.0	1.2	1.5
2.5	1.3	1.6
3.0	1.3	1.8
3.5	1.4	2.0
4.0	1.5	2.2
4.5	1.6	2.4
5.0	1.6	2.7
5.5	1.7	2.9
6.0	1.8	3.2

Tabla 4.4 Factores de crecimiento (PCA 1984).

El Instituto del Asfalto (1981) y la guía de diseño AASHTO (1986) recomiendan usar el tránsito durante todo el periodo de diseño para determinar el factor de crecimiento total, y se indica como :

$$\text{Factor de crecimiento total} = (G) (Y) = [(1 + r) Y - 1] / r \quad (\text{ec 4.8})$$

La tabla 4.5 muestra el factor de crecimiento total, el cual es el factor de crecimiento multiplicado por el periodo de diseño, tal como lo recomienda el Instituto del Asfalto. El mismo factor se usa en la guía de diseño AASHTO. Si el índice de crecimiento no es uniforme, índices de crecimiento diferentes deberán usarse para diversos grupos de cargas o tipos de vehículos.

Para determinar el índice anual de crecimiento, se deben considerar los siguientes factores:

- 1.- El tránsito atraído o desviado debido a la mejora del pavimento existente.
- 2.- El crecimiento normal del tránsito debido al incremento de vehículos y su uso.
- 3.- El tránsito generado debido a los viajes de vehículos que no se hubieran realizado si el nuevo camino no se hubiese construido.
- 4.- El incremento de tránsito debido a los cambios de uso del suelo como resultado de las nuevas facilidades.

Tabla 4.5 Factor de crecimiento total (INSTITUTO DEL ASFALTO 1981).

Periodo de Diseño (años)	Tasa Anual de Crecimiento (%)							
	Sin Crecimiento	2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.16	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.96	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.5	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.56	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.6
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

FACTOR DE DISTRIBUCION POR CARRIL.

Para carreteras de dos carriles, el carril en cada dirección es el de diseño, así que el factor de distribución por carril es 100%. Para autopistas de varios carriles, el carril de diseño será el carril exterior. La tabla 4.6 muestra la distribución de camiones en una autopista de varios carriles basada en 129 conteos de 1982 a 1983. Para autopistas de cuatro carriles, con dos carriles en cada dirección, el rango del factor de distribución por carril será de 66 a 94%. Para autopistas de varios carriles con tres o más carriles en cada dirección, el rango del factor de distribución por carril será de 49 a 82%.

A D T en una direccion	Dos Carriles en cada direccion		Tres o mas Carriles en cada direccion		
	Interior	Exterior	Interior	Central	Exterior
2,000	6	94	6	12	82
4,000	12	88	6	18	76
6,000	15	85	7	21	72
8,000	18	82	7	23	70
10,000	19	81	7	25	68
15,000	23	77	7	28	65
20,000	25	75	7	30	63
25,000	27	73	7	32	61
30,000	28	72	8	33	59
35,000	30	70	8	34	58
40,000	31	69	8	35	57
50,000	33	67	8	37	55
60,000	34	66	8	39	53
70,000	—	—	8	40	52
80,000	—	—	8	41	51
100,000	—	—	9	42	49

Tabla 4.6 Distribución de camiones en autopistas de varios carriles.

Basados en los datos de la tabla 4.6 el PCA realizó una gráfica para determinar la proporción de camiones en el carril de diseño, como se muestra en la figura 4.1. El Instituto del Asfalto combina los factores direccional y de distribución por carril ($D \times L$) y determina el porcentaje de tránsito total de los camiones en el carril de diseño en la tabla 4.7.

Una comparación entre los datos de la tabla 4.7 y la figura 4.1 muestra que los factores de distribución por carril del Instituto del Asfalto son casi los mismos que los del PCA para un ADT de 3000 en una dirección. Los factores de distribución por carril recomendados por la guía de diseño AASHTO se muestran en la tabla 4.8. Cabe señalar que los porcentajes en la tabla 4.7 consideran el tránsito total, en cambio en la tabla 4.8 se considera el tránsito en una sola dirección.

Número de carriles con tránsito en dos direcciones	Porcentaje de camiones en el carril de diseño
2	50
4	45 (35-48)
6 ó mas	40 (25-45)

Número de líneas en cada dirección	Porcentaje de 18-kip ESAL en el carril de diseño
1	100
2	80 - 100
3	60 - 80
4	50 - 75

Tabla 4.7 Porcentaje del tránsito total de camiones en el carril de diseño.

Tabla 4.8 Factor de distribución por carril.

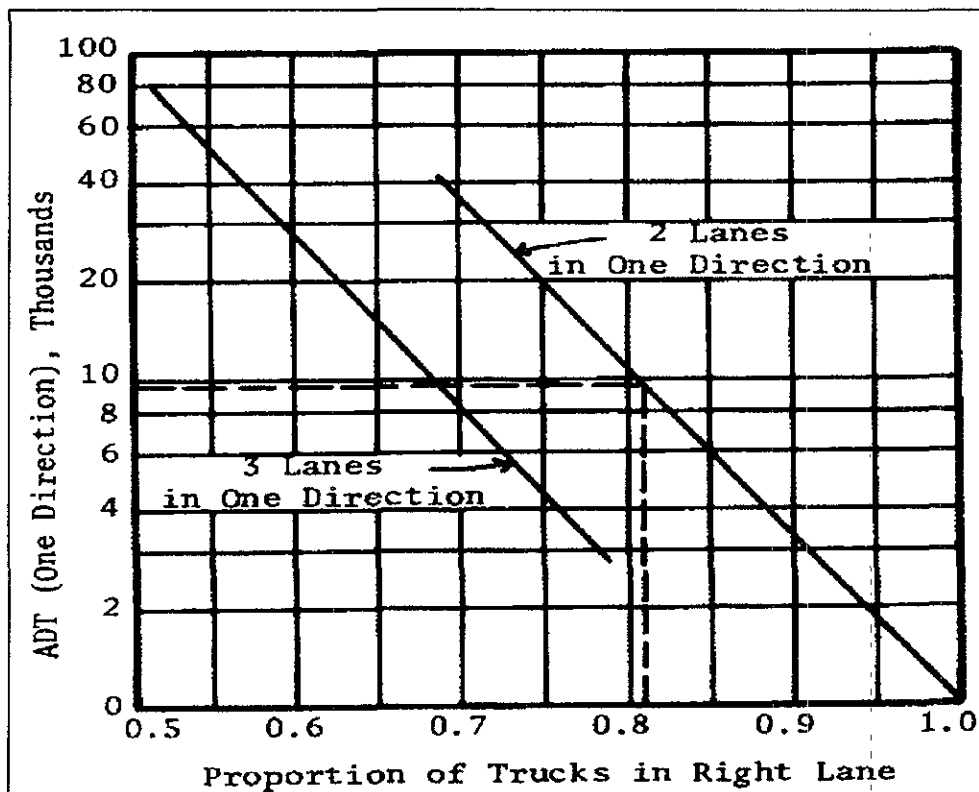


Figura 4.1 Proporción de camiones en el carril de diseño (PCA).

OTRAS CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO.

Al considerar el número de repeticiones de carga para el diseño del pavimento, dos preguntas importantes deben ser contestadas. La primera es si el paso de un grupo de cargas de dos o tres ejes serán contadas como una repetición o más. La segunda es si el efecto del tránsito errante deberá ser considerado en el diseño del pavimento de la autopista.

En la primera pregunta, si el diseño está basado en la equivalencia de la carga de un eje sencillo 18-kip (80 kN), el paso de un conjunto de dos o tres ejes será contado como una repetición porque el factor equivalente está basado en un paso de las cargas de un eje doble o triple. Si el diseño está basado en diferentes grupos de cargas y los esfuerzos o deformaciones bajo las cargas de los ejes sencillos, dobles, o triples se utilizan para el análisis de daño, el daño causado por el paso de un conjunto doble o triple de ejes debe ser analizado independientemente. Para determinar el número de repeticiones requeridas, éstas pueden escogerse de la tabla 4.9.

Como podemos ver de la tabla 4.9, el número de repeticiones requeridas está en el rango de 1 a 2 para ejes dobles y de 3 para ejes triples, dependiendo del efecto combinado del espesor del pavimento y la subbase de soporte. Para pavimentos flexibles, el paso de un conjunto de ejes dobles o triples será considerado como una repetición para pavimentos gruesos sobre una subbase delgada, pero como dos o tres repeticiones para pavimentos delgados, sin importar la subbase de soporte. Para pavimentos rígidos, con subbase de soporte pobre, el paso de un conjunto de ejes dobles o triples será considerado como una repetición, pero el número de repeticiones se incrementará conforme se mejore la subbase de soporte.

Para la segunda pregunta, el tránsito errante ciertamente tiene un gran efecto sobre el diseño del pavimento. Sin embargo, en lugar de reducir el número de repeticiones de carga, el efecto se incorpora en el criterio de falla.

Espesor HMA (pulg.)	Pavimentos Flexibles		12	30,000
	2	5,000		
Módulo de la subbase (pci)	5,000	30,000	5,000	30,000
Tandem				
Ruptura a la fatiga	1.89	1.99	1.01	1.08
Deformación permanente	2.00	2.00	1.02	1.28
Tridem				
Ruptura a la fatiga	2.77	2.98	1.03	1.08
Deformación permanente	3.00	3.00	1.05	1.55
Espesor de la losa (pulg.)	Pavimentos Rígidos		14	500
	6	500		
Valor k de la subbase (pci)	50	500	50	500
Tandem				
	1.00	2.00	1.00	1.08
Tridem				
	1.02	3.00	1.00	1.54

Tabla 4.9 Número de repeticiones para una pasada de múltiples ejes.

Por otro lado, para analizar el tránsito existe otro método denominado “tránsito mezclado”, sin embargo se requiere del conocimiento del número de los diferentes tipos de ejes y cargas, por lo que en este caso se suman los ejes del mismo tipo (tandem o sencillos) y con igual peso.

El presente estudio se desarrolló partiendo de la información preliminar proporcionada por la S.C.T., la cual corresponde básicamente a los volúmenes de tránsito y variación horaria con su respectiva clasificación por tipo de vehículo y la tasa de incremento anual. Esta información se presenta más adelante.

Como complemento del estudio de tránsito es conveniente contar con la información de los sitios y rutas de transporte locales para el transporte público de carga y pasajeros, y con la cantidad de vehículos registrados en las localidades cercanas, ya que mediante esta información se podrán ponderar índices de incidencia vehicular. Asimismo cobra singular importancia dentro del proyecto geométrico, realizar un análisis detallado de los paraderos existentes que por uso o por costumbre se encuentran establecidos a lo largo del camino, y de esta manera reubicarlos, ampliarlos o modificarlos con el objetivo de optimizar su operación.

En la tabla 4.10 se muestra la relación de sitios y rutas de transporte de carga y pasajeros que utilizan este camino y que dan servicio al poblado de Puerto Escondido, y a poblados aledaños.

En la tabla 4.11 se relacionan los paraderos que existen a lo largo de los 10 kilómetros del subtramo en estudio.

Tabla 4.10 Relación de sitios y rutas de transporte público de carga y pasajeros.

TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ		SUBTRAMO: Km.135+000 al Km. 145+000 al 145 + 000 ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL		
SITIO	RECORRIDO	DISTANCIA RECORRIDA Km.	TIEMPO DE RECORRIDO h : min.	TARIFA \$/PAS.
TODOS	DEJADA DENTRO DE LA POBLACION DEJADA EN SERVICIO COLECTIVO			8.50 1.20
MARINERO	DEJADA DENTRO DE LA POBLACION			8.50
LIBERTAD	DEJADA DENTRO DE LA POBLACION			8.50
ZICATELA	PTO. ESCONDIDO - ZICATELA	5.0	00.07	1.20
SOLEDAD	DEJADA DENTRO DE LA POBLACION PTO. ESCONDIDO - BAJOS DE CHILA	11.0	00.05	6.00 2.50
MANIALTEPEC	DEJADA DENTRO DE LA POBLACION PTO. ESCONDIDO - SAN JOSE MANIALTEPEC	26.0	00.25	6.00 4.20
SAN PEDRO A.C.	DEJADA DENTRO DE LA POBLACION PTO. ESCONDIDO - SAN PEDRO MIXTEPEC	19.0	00.20	6.00 3.60
LA BARRA	PTO. ESCONDIDO - LA BARRA DE COLOTEPEC	8.0	00.10	1.20
NATIVIDAD	PTO. ESCONDIDO - SANTA MARIA COLOTEPEC	16.0	00.25	5.40
VIRGEN DE LOS POBRES	PTO. ESCONDIDO - COLONIA L. CARDENAS	5.0	00.07	1.20
SAN GABRIEL A.C.	PTO. ESCONDIDO - SAN GABRIEL MIXTEPEC	48.0	00.40	5.40
CAMIONETAS DEL SERVICIO MIXTO DE PASAJE Y CARGA RIO GRANDE A.C.	PTO, ESCONDIDO - SAN PEDRO MIXTEPEC	19.0	00.30	2.50
	PTO, ESCONDIDO - SANTA MARIA COLOTEPEC	16.0	00.35	3.60
	PTO. ESCONDIDO - LA BARRA DE COLOTEPEC	8.0	00.20	1.20
	DEJADA POR PASAJERO Y PARADA MINIMA			1.20
MICROBUS DEL SERVICIO MIXTO DE PASAJE Y CARGA RIO GRANDE A.C.	PTO. ESCONDIDO - SAN PEDRO POCHUTLA	72.0	01.30	6.00
	PTO. ESCONDIDO - RIO GRANDE	52.0	01.00	6.00
	PTO. ESCONDIDO - BAJOS DE CHILA	11.0	00.20	1.80
UNION DE PERMISIONARIOS DEL SERVICIO MIXTO DE PASAJE Y CARGA DE SAN PEDRO MIXTEPEC.	SAN PEDRO MIXTEPEC - PTO. ESCONDIDO	19.0	00.20	3.60
SERVICIO URBANO DE PUERTO ESCONDIDO				1.20

Tabla 4.11 Ubicación de paraderos existentes.

SUBTRAMO: Km.135+000 al Km. 145+000						TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA					
ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL						CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ					
No.	Ubicación Km.	LADO			ESTABLE- CIDO	IMPROVI- SADO	TIPO DE TRANSPORTE			Señal de parada	OBSERVA- CIONES
		IZQ.	CEN.	DER.			COLECTIVO	AUTOBUS	TAXI		
1	135+050			X		X	X			NO	
2	135+080	X				X	X			NO	
3	135+330	X		X	X		X	X		NO	
4	137+500	X		X	X		X	X		NO	acceso aeropuerto
5	137+760	X		X		X	X			NO	junto a gasolinera
6	138+100	X		X	X		X			NO	
7	138+340	X		X	X		X		X	NO	entronque inf. turística
8	138+800	X		X		X	X		X	NO	entronque Bacocho l/d.
9	139+560	X		X	X		X			NO	junto a hotel Rancho el Pescador
10	140+000	X		X		X	X	X	X	NO	intersecc. 3 Pte. y agencia Mpal.
11	Entronque a Sola de Vega 140+380	X			X		X		X	NO	sobre carretera
12	140+380		X		X		X		X	NO	sobre carretera
13	140+380	X			X		X			NO	sobre carretera
14	140+380			X	X		X			NO	Pérez Gazga y carretera
15	141+160	X		X	X		X	X	X	NO	esqu. andador turístico
16	141+660	X		X	X		X		X	NO	junto 54º Batallón
17	142+160	X		X		X	X		X	NO	
18	142+320	X		X		X	X		X	NO	entronque col. Lázaro C
19	142+560	X		X	X		X			NO	entronque Zicatela 1 l/d.
20	142+900	X		X	X		X	X	X	NO	junto a hotel Villa Belmar
21	143+160	X		X	X		X		X	NO	
22	143+540			X	X		X		X	NO	
23	143+680	X		X	X		X		X	NO	
24	144+180	X		X	X		X		X	NO	
25	144+440			X	X		X		X	NO	
26	144+660	X		X		X	X			NO	l/i. a Pto. Escondido l/d. a Pto. Angel.
27	144+800	X		X		X	X			NO	l/i. a Pto. Escondido l/d. a Pto. Angel.

AFOROS VEHICULARES

Durante el levantamiento de los datos de aforos vehiculares en campo, se consideró llevar a cabo la recopilación de toda la información necesaria para determinar el tránsito diario promedio anual T.D.P.A. a emplear en los cálculos del diseño del pavimento para el año 1996.

DETERMINACION DEL T.D.P.A.

Para determinar el T.D.P.A., se contó con dos estaciones de aforo en camino abierto, localizados el primero junto al aeropuerto y el segundo junto a la zona militar, por lo que el análisis se dividió en dos subtramos, el primero del km. 137+448 al km 140+410 y el segundo del 140+410 al km 146+000. También se efectuaron aforos direccionales en los entronques Aeropuerto y Zicatela y en el crucero a Sola de Vega. Asimismo se determinaron velocidades de operación en cuatro estaciones. Esta información se anexa a continuación.

Tabla 4.12 Vehículos registrados oficialmente en el poblado de Puerto Escondido, Oaxaca.

SUBTRAMO: Km. 135+000 al Km. 145+000	TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA
ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL	CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ

TIPO	CANTIDAD	PORCENTAJE
AUTOMOVIL PARTICULAR	830	36.95 %
CAMIONETA PARTICULAR	1140	50.76 %
AUTOBUS PARTICULAR	1	0.04 %
REMOLQUE PARTICULAR	2	0.09 %
MOTOCICLETA PARTICULAR	13	0.58 %
AUTOMOVIL DE ALQUILER	129	5.74 %
CAMIONETA DE ALQUILER	80	3.56 %
AUTOBUS DE ALQUILER	51	2.27 %
	2246	100.0 %

VOLUMENES DE TRANSITO

CARRETERA : PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ.

TRAMO : PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA

RUTA : MEXICO - 2000

INFORMACION DE LA ESTACION MAESTRA 2005 POCHUTLA.

AÑO	T.D.P.A.	i parcial (CALCULO)
1990	1550	
1991	1630	5.16%
1992	1670	2.45%
1993	1810	8.38%
1994	1902	5.08%
1995	1980	4.10%
		$\bar{i} = 5.03\%$

$$V_f = V_a (i + 1)^n = 1980 = 1550 (i + 1)^5$$

$$\frac{1980}{1550} = (i + 1)^5 \quad 1.277 = (i + 1)^5$$

$$\text{Por lo tanto } i = \sqrt[5]{1.2774} - 1 = 1.0501 - 1 = 0.0501 = 5.01\%$$

TASA DE INCREMENTO ANUAL DEL TRANSITO = 5.01%

**TRANSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL Y CLASIFICACION VEHICULAR PARA
SUBTRAMOS ESPECIFICOS.**

SUBTRAMO : T 1ZQ AEROPUERTO (Km. 137+488) - T DER. BARRA DE COLOTEPEC (Km. 146+221)

TRAMO ESPECIFICO : Km. 137+488 AL Km. 140+410

T.D.P.A. ₍₁₉₉₅₎ = 2300

CLASIFICACION VEHICULAR :

A= 70% B= 4% C= 26%

POR EJES :

A= 70% B= 4% C₂ = 22% C₃ = 2% T₃ S₂ = 1% T₃S₃ = 1%

TRAMO ESPECIFICO :

DEL Km. 140+410 AL Km. 146+221

T.D.P.A. ₍₁₉₉₅₎ = 2500

CLASIFICACION VEHICULAR POR TIPO DE VEHICULO :

A = 72% B = 8% C = 20%

POR EJE DE VEHICULO :

A= 72% B= 8% C₂ = 17% C₃ = 1% T₃ S₂ = 1% T₃S₃ = 1%

INDICE DE SERVICIO E INDICE INTERNACIONAL DE RUGOSIDAD

Dentro del estudio de tránsito es importante considerar algunos indicadores que permitan conocer el estado de servicio actual del camino con la finalidad de determinar que alcances deben tener los trabajos de conservación, reconstrucción o modernización que se realicen.

Algunos de estos indicadores son, por ejemplo, los estados de la superficie de rodamiento que están representados por el Índice de Servicio (IS) y el Índice Internacional de Rugosidad (IIR).

El Índice de Servicio corresponde a la evaluación de la comodidad del viaje en una escala de 0 a 5, que realizan cuatro personas en un vehículo en buenas condiciones de suspensión y alineación, circulando a velocidad normal de operación.

Por su parte el Índice Internacional de Rugosidad constituye una medida de la rugosidad, entendida como las deformaciones verticales de la superficie de un camino con respecto a la superficie plana, mismas que afectan la dinámica del vehículo, la calidad del viaje, las cargas dinámicas y el drenaje superficial del camino. La rugosidad, es por tanto, una característica del perfil longitudinal de la superficie recorrida y el Índice Internacional de Rugosidad puede definirse como la suma de las irregularidades verticales (en valor absoluto) a lo largo de la zona de rodadura de un tramo homogéneo de carretera, entre la longitud del mismo; su unidad de medida es m/Km.

Estos resultados se presentan en los formatos siguientes en donde se observa que el IS es de 3.5 y el IIR pertenece a una escala entre 4 y 7 para pavimentos viejos que en algunos casos alcanza hasta el 10. Esta evaluación es aceptable para el servicio que presta en la actualidad, sin embargo pronto este servicio se verá rebasado por el incremento en el número de vehículos que utilizarán la carretera y por el deterioro que los mismo producirán. Esta valuación no es aceptable para el tipo de camino que se pretende construir, donde el IIR debe estar comprendido entre 2.0 y 2.5 ; y el IS debe ser mayor o igual a 4.

Estos estudios se realizaron a manera de ejemplo para ilustrar adecuadamente esta tesis, sin embargo cabe aclarar que el camino actual desaparecerá en su totalidad ya que en las secciones de proyecto se considera la construcción de camellones (ver figuras 1.1 y 1.2).

Con base al análisis de capacidad y niveles de servicio el tramo en estudio opera cercano al nivel de servicio D. Para el transcurso del año de 1996.

Volumen de Demanda Actual = T.D.P.A. = 5453

Volumen (T.D.P.A.) para un nivel de servicio D = 5680

Volumen en T.D.P.A. para su capacidad = 9350

$$5453 < 5680$$

$$n = \frac{\log v_a}{\log (i+1)} = \frac{\log 5433}{\log 1.05} = \frac{\log 1.1746}{\log 1.05} = \frac{0.2341}{0.2118} = 10.58$$

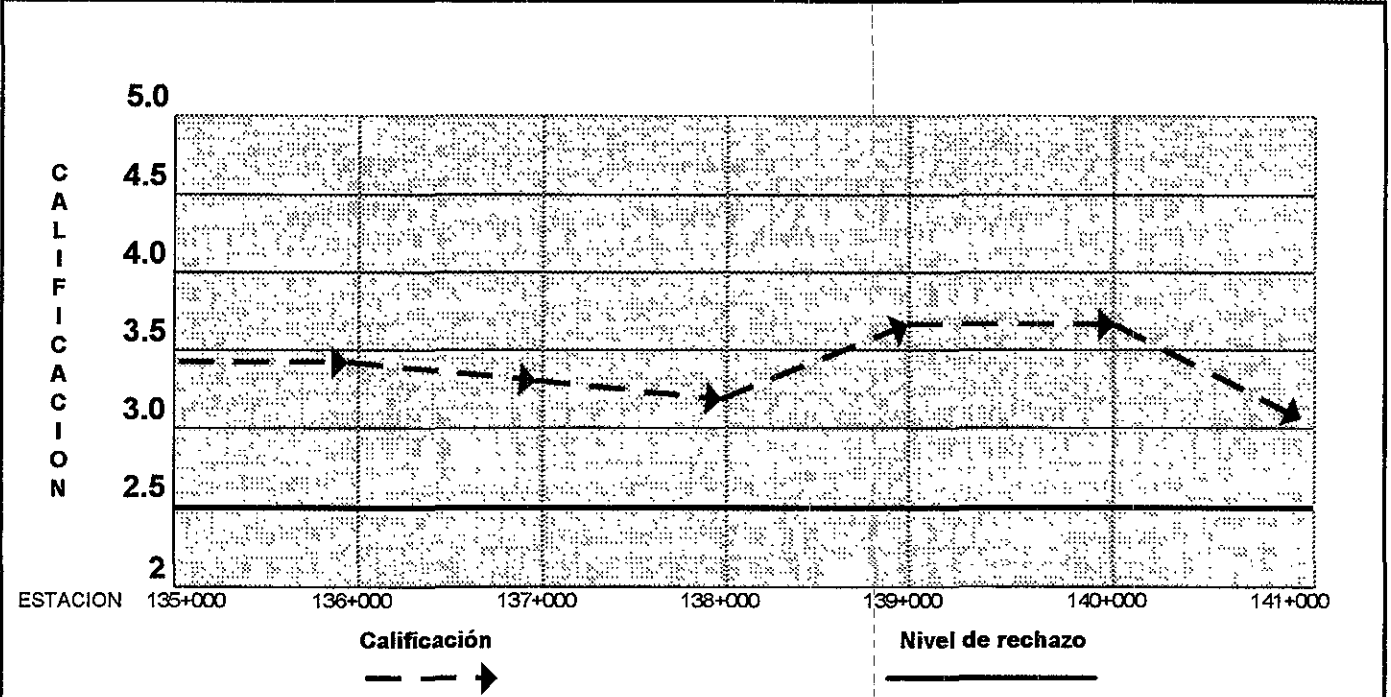
Con una tasa del 5% de incremento anual del tránsito, el tramo llegará a su capacidad en 10 años si se mantiene con las mismas características de la mezcla del tránsito. Pero de acuerdo a las observaciones, el tramo se ubica al paso de una población en donde otros factores, como la presencia de peatones, el ascenso y descenso del pasaje sobre esta vía y el desarrollo turístico, provocan cambios en las consideraciones para el cálculo del nivel de servicio y capacidad, por lo que en dicho cálculo se estima que en un periodo de cinco años alcanzara su capacidad.

CALIFICACION DEL SERVICIO ACTUAL

SUBTRAMO: Km. 135+000 al Km. 145+000	Hoja No. 1 de 3
ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL	Cuerpo : Unico
TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA	Carril : Ambos
CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ	

Antecedentes	Calificación inicial		Se desconoce						
	Superficie de Rodamiento	Carpeta de riegos							
		Mezcla en frío							
		Concreto asfáltico	X	X	X	X	X	X	X
Años de servicio									

Subtramo ó Sección	De Km.	135+000	136+000	137+000	138+000	139+000	140+000	141+000
	a Km.	135+000	136+000	137+000	138+000	139+000	140+000	141+000
Calificación del servicio actual		3.4	3.4	3.2	3.1	3.6	3.6	3.1
NOTAS								
¿ Se considera el pavimento aceptable ?	SI	X	X	X	X	X	X	X
	NO							
	DUDOSO							



Escala de calificación METODO AASHTO
 5) Excelente, 4-5) Muy bueno, 3-4) Bueno, 2-3) Regular, 1-2) Malo, 0-1) Muy malo, 0) Intransitable

OBSERVACIONES:

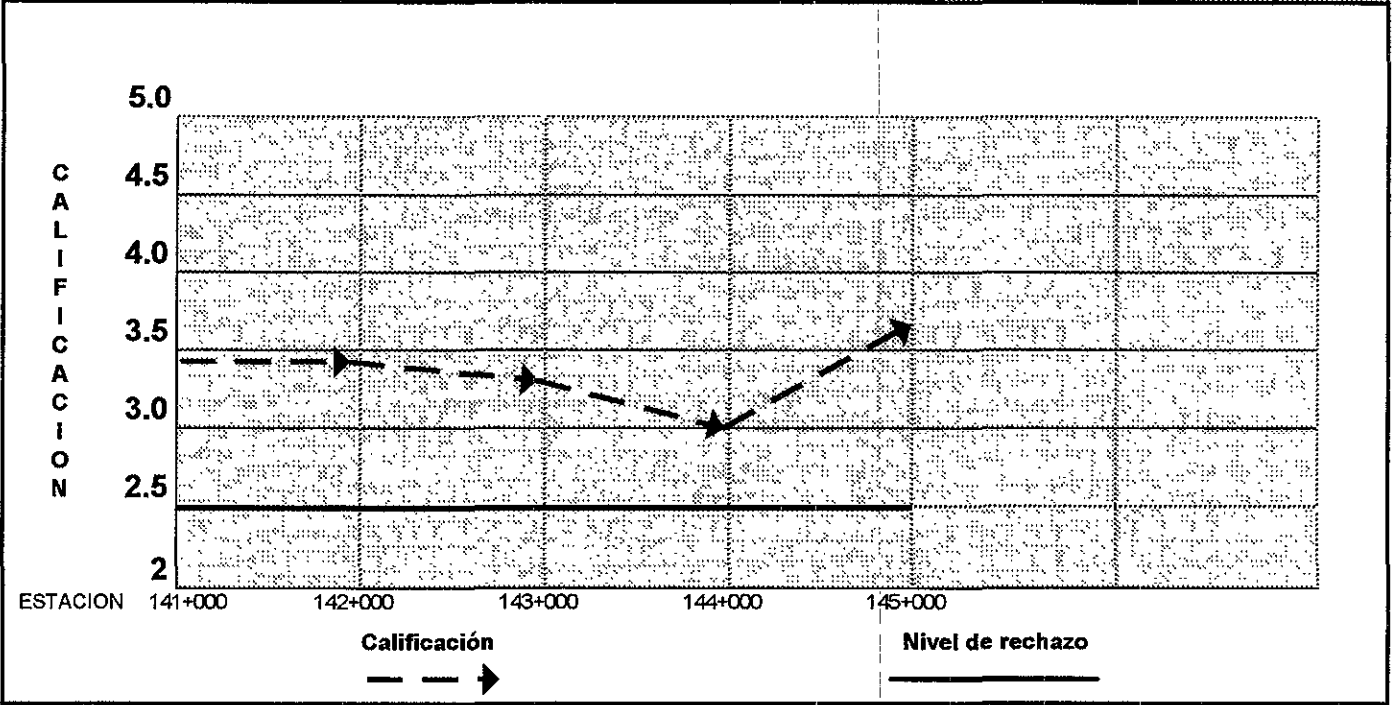
CALIFICACION DEL SERVICIO ACTUAL

SUBTRAMO: Km.135+000 al Km. 145+000
 ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL
 TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA
 CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ

Hoja No. 2 de 3
 Cuerpo : Unico
 Camil : Ambos

Antecedentes	Calificación inicial		Se desconoce				
	Superficie de Rodamiento	Carpeta de riegos					
		Mezcla en frío	X	X	X	X	X
		Concreto asfáltico					
Años de servicio							

Subtramo ó Sección	De Km.	141+000	142+000	143+000	144+000	145+000
	a Km.	141+000	142+000	143+000	144+000	145+000
Calificación del servicio actual		3.4	3.4	3.2	3.1	3.6
NOTAS						
¿ Se considera el pavimento aceptable ?	SI	X	X			X
	NO			X	X	
	DUDOSO					



Escala de calificación METODO AASHTO

5) Excelente, 4-5) Muy bueno, 3-4) Bueno, 2-3) Regular, 1-2) Malo, 0-1) Muy malo, 0) Intransitable

OBSERVACIONES:

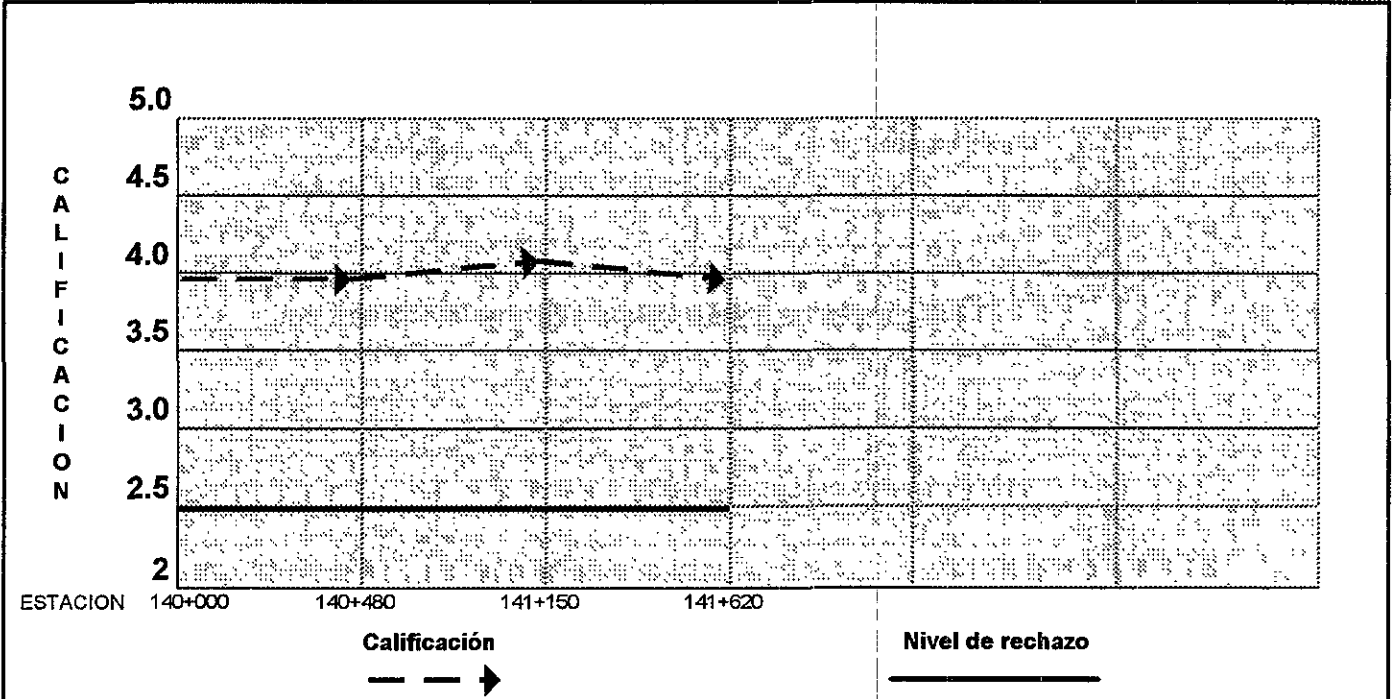
CALIFICACION DEL SERVICIO ACTUAL

SUBTRAMO: Km.135+000 al Km. 145+000 (Subtramos con pavimento rígido)
 ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL
 TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA
 CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ

Hoja No. 3 de 3
 Cuerpo :
 Carril : Todos

Antecedentes	Calificación inicial		Se desconoce						
	Superficie de Rodamiento	Carpeta de riegos							
		Mezcla en frío							
		Concreto hidráulico	X	X	X	X			
Años de servicio									

Subtramo ó Sección	De Km.	140+000	140+950	141+450			
	a Km.	140+000	140+480	141+150	141+620		
Calificación del servicio actual		4.0	4.0	4.1	3.9		
NOTAS							
¿ Se considera el pavimento aceptable ?	SI	X	X	X	X		
	NO						
	DUDOSO						



Escala de calificación METODO AASHTO
 5) Excelente, 4-5) Muy bueno, 3-4) Bueno, 2-3) Regular, 1-2) Malo, 0-1) Muy malo, 0) Intransitable

OBSERVACIONES:

4.2 FUNDAMENTOS DEL PROYECTO GEOMETRICO.

Los trabajos de topografía son de suma importancia para el proyecto integral de pavimentación, en esta tesis no se detallan estos trabajos, sin embargo se describen los aspectos más importantes que se realizaron.

TRAZO DE LA POLIGONAL

Una vez realizado el reconocimiento de la carretera del subtramo en estudio, se procedió a trazar la poligonal de apoyo sobre el eje del camino, utilizando equipo con precisión al minuto, definiendo en las curvas horizontales los puntos PC, PI, PT, realizando los cálculos del cadenamiento al centímetro y deflexiones al minuto.

El trazo se señaló con trompos con tachuelas sobre la vialidad y con estacas se referenciaron los puntos fuera de él. Se marcaron las estaciones cerradas a cada 20 metros y en cambios de aparato, P.S.T. El desarrollo de la poligonal se encuentra definido mediante el cálculo de coordenadas.

OBSERVACIONES ASTRONOMICAS

Se realizaron también las Observaciones Astronómicas necesarias para la correcta ubicación del trazo, con la finalidad de tener determinado el norte astronómico y conocer la declinación magnética del lugar. La determinación del azimut astronómico se efectuó en función del ángulo horario del Sol y de la latitud el mismo lugar.

PLANIMETRIA Y TOPONIMIA

Como apoyo al trabajo en campo de planimetría se obtuvo la información correspondiente a las longitudes de localización de los hombros izquierdo y derecho del camino y a los anchos de corona.

Así mismo se obtuvieron las mediciones de los derechos de vía existentes a ambos lados del camino y que fueron levantados durante el trabajo topográfico de seccionamiento.

El trabajo de Toponimia se soporta con una relación complementaria incluida en tablas y cuyos cálculos se incluyeron en el proyecto integral de pavimentación.

NIVELACION

La nivelación del eje de trazo se efectuó con nivel fijo a cada 20 metros, en puntos bajos y altos del terreno, estableciendo bancos de nivel visibles y fijos a cada 500 m., asimismo los registros de la nivelación con los cálculos realizados y con comprobación de ida y vuelta se encuentran detallados en los formatos que también se incluyen en el proyecto integral de pavimentación.

SECCIONES TRANSVERSALES Y TOPOGRAFICAS

El trabajo topográfico de seccionamiento se realizó a cada 20 metros, en los mismos puntos que se determinaron para el trazo, y además en los puntos en donde se inician cambios en la sobre elevación de proyecto. Las secciones transversales tienen 30 metros de longitud mínima a cada lado del eje del trazo.

Las secciones topográficas se encuentran determinadas a cada lado del eje del trazo, marcando las cotas cerradas de 1.0 m en terreno plano a lomerío suave; de 1.0 m a 2.0 m en lomerío fuerte y de 2.0 m en terreno montañoso.

ENTRONQUES A NIVEL Y CALLES DE ACCESO

Se realizó el levantamiento topográfico (planimetría, altimetría y toponimia) de 25 calles de acceso y de 13 entronques a nivel, que será necesario considerar en el proyecto integral de modernización del subtramo de carretera, para obtener el mejor diseño geométrico posible que permita la correcta operación del camino. De igual manera se deberá prever el desarrollo urbano de la ciudad de Puerto Escondido para incorporar los nuevos accesos a la vialidad.

Tabla 4.13 Ubicación de calles de acceso.

SUBTRAMO: Km.135+000 al Km. 145+000

TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA

ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL

CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ

No.	UBICACION Km.	LADO		NOMBRE	ANGULO (grad.,min)	R.M.O. (grad.,min)	LONGITUD (m.)
		IZQ.	DER.				
1	138+465.65	X		Mangales	93,00	11,30 NE	200.00
2	138+552.90	X		Manguito	93,11	11,00 NE	200.00
3	138+898.40	X		Av. Carlos Salinas de Gortari	91,02	13,00 NE	200.00
4	139+545.90		X	Av. Playa Carrizalillo	67,25	03,00 SW	200.00
5	139+715.50	X		3a. Norte	47,25	69,00 NE	160.00
6	139+838.57		X	Prol. 2a. Norte	127,23	57,30 SW	180.00
7	139+845.83	X		2a. Norte	46,48	70,30 NE	180.00
8	140+236.65		X	Prol 1a. Poniente	34,40	33,10 SW	120.00
9	140+237.85	X		1a. Poniente	30,48	33,10 NE	200.00
10	140+261.48		X	1a. Sur	61,09	28,51 NW	200.00
11	140+952.10	X		Oriente	06,30	22,50 SE	100.00
12	141+147.92		X	Andador Turístico	90,00	83,00 SW	180.00
13	141+160.00	X		Regadillo	02,00	02,03 SW	60.00
14	141+410.00		X	1a. Playa Marinero	88,37	60,00 SW	60.00
15	141+423.28	X		Lomas	116,26	34,00 NE	80.00
16	141+554.80		X	2a. Playa Marinero	92,22	58,10 SW	100.00
17	141+860.00	X		54º Batallón de Infantería (acceso)	90,00	43,44 NE	20.00
18	142+134.15	X		1a. entrada Col. Lázaro Cárdenas	79,35	54,00 NE	80.00
19	142+369.87	X		2a. entrada Col. Lázaro Cárdenas	89,33	44,00 NE	120.00
20	142+557.86	X		3a. entrada Col. Lázaro Cárdenas	70,19	63,00 NE	40.00
21	142+624.00		X	2a. entrada a Zicatela	53,56	06,33 SW	80.00
22	143+083.80	X		Av. Infraganti	77,08	56,00 NE	100.00
23	143+342.48		X	Magisterio	100,00	50,05 SW	100.00
24	144+068.00		X	Bajada a las Brisas	99,51	53,00 SW	100.00
25	144+180.00	X		Caseta Federal de Caminos (acceso)	40,00	acceso con isleta	30.00

Tabla 4.14 Ubicación de entronques a nivel.

SUBTRAMO: Km.135+000 al Km. 145+000

TRAMO: PINOTEPA NACIONAL - POCHUTLA

ORIGEN: PINOTEPA NACIONAL

CARRETERA: PINOTEPA NACIONAL - SALINA CRUZ

No.	UBICACION Km.	LADO		NOMBRE	ANGULO (grad.,min)	R.M.O. (grad.,min)	LONGITUD (m.)
		IZQ.	DER.				
1	137+527.40	X		Aeropuerto	16,00	00,30 NE	160.00
2	138+050.81		X	Retorno D3	92,57	12,00 NE	200.00
3	138+294.60	X		Fraccionamiento Las Palmas	93,15	12,00 NE	200.00
4	138+347.38		X	2a. entrada Bacocho	89,53	14,00 SW	200.00
5	138+812.80		X	1a. entrada Bacocho	90,18	15,00 SW	200.00
6	139+258.30	X		Océano Atlántico	90,00	12,00 NE	200.00
7	139+720.00		X	Puerto Angelito	43,41	21,00 SE	200.00
8	139+975.38	X		3a. Norte	46,45	70,00 NE	200.00
			X	3a. Norte	133,15	70,00 SW	200.00
9	139+985.80	X		3a. Poniente	137,10	21,30 NW	200.00
			X	3a. Poniente	42,50	21,30 SE	200.00
10	140+105.54	X		Av. Hidalgo	46,48	69,30 NE	200.00
			X	Av. Hidalgo	110,30	69,30 SW	200.00
11	140+118.70	X		2a. Poniente	137,00	21,30 NW	200.00
			X	2a. Poniente	43,00	21,30 SE	140.00
12	140+433.00	X		Av. Oaxaca	32,20	67,00 NW	34.92
			X	ENTRONQUE A SOLA DE VEGA Calle Pérez Gazga	106,03	01,00 SW	56.12
13	142+560.00		X	1a. entrada Brisas de Zicatela	52,53	06,00 SW	80.00

4.3 FUNDAMENTOS DEL PROYECTO HIDRAULICO.

El reconocimiento de las corrientes de agua, de las cuencas hidrológicas, y la revisión de las obras hidráulicas existentes debe efectuarse con mucho cuidado y precisión, ya que a partir de un buen funcionamiento hidráulico se asegura la correcta operación del camino y la vida útil proyectada.

AGUAS SUBTERRANEAS.

Los eventos orogénicos reconocidos en el área son dos : el primero es el resultado del metamorfismo de los depósitos del Geosinclinal Oaxaqueño, afectado por la Orogenia Oaxaqueña, que originó las rocas del Precámbrico (Rodríguez T. R., 1970). El segundo dio lugar al Complejo Xolapa, cuya edad comprende del Jurásico al Terciario y está definido como un proceso evolutivo de plutonismo continuo (F. Ortega, 1981), típico de la Región Orográfica Circumpacífica; la naturaleza del complejo se debe a la subducción de la margen continental del sur de México y es probable que se haya desarrollado durante la fase mesozoica del Régimen Tectónico Cordillerano (Campa, 1981).

Como resultado de los eventos orogénicos a que ha estado sujeta el área, acusa varias etapas de deformación, intrusión y metamorfismo de tipo regional y cataclástico, que ocasionaron esquistosidad y foliación bien desarrollada, así como fallamiento de tipo normal y fracturamiento con orientación preferencial norte-sur y este-oeste.

De lo analizado anteriormente se concluye que gran parte del área presenta características desfavorables para conformar acuíferos, ya que se constituye de rocas con propiedades de impermeabilidad y grandes espesores, además de componer la zona montañosa. Sin embargo en la unidad de conglomerado que se encuentra en las inmediaciones de Puerto Escondido, existen dos pozos profundos de 70 y 90 m, nivel estático de 26 m y gastos de 13 l.p.s.; así mismo en el poblado de Santa Cruz, existen dos más, cuyo nivel estático es de 4.5 m. El agua de estos aprovechamientos es de calidad dulce y el uso se limita a las actividades domésticas.

La disponibilidad de agua subterránea en los poblados de mayor concentración humana, se reduce a norias y manantiales de poco gasto, que resultan insuficientes, por ello, en los poblados como San Pedro Pochutla, Santa María Huatulco, Santa María Colotepec y sus alrededores; se han construido además de norias, galerías filtrantes en las márgenes de los ríos : Grande, Coyula Copalita, Santo Domingo, Colotepec, Manialtepec entre otros; esto para complementar el abasto necesario; la calidad del agua en su mayoría es dulce con tendencia a tolerable.

En el área no existen zonas de veda ni concentración de pozos.

INVENTARIO DE OBRAS DE DRENAJE

En el inventario de las obras de drenaje destaca la existencia del Puente "El Regadillo" ubicado en el cadenamamiento 141+212 con una longitud de 33.5 m., una altura de 5.80 m. y ancho de 9.70 m., construido a base de concreto armado con una losa de 0.30 m. de espesor y aleros de 3.50 m.

Es indispensable elaborar el proyecto de ampliación de éste puente para que junto con el proyecto de ampliación de la vía funcionen eficientemente.

Dentro de las obras de drenaje transversales a la carretera se encuentran las alcantarillas identificadas como losas, bóvedas, cajones y tubos. Destacan 21 obras de las cuales 1 está clausurada, 5 están azolvadas, 1 se utiliza como basurero (acceso aeropuerto lado derecho), y 2 presentan daños estructurales considerables, además de que al menos 2 alcantarillas de tubo se utilizan como conductos para tubería de agua potable y cableado telefónico.

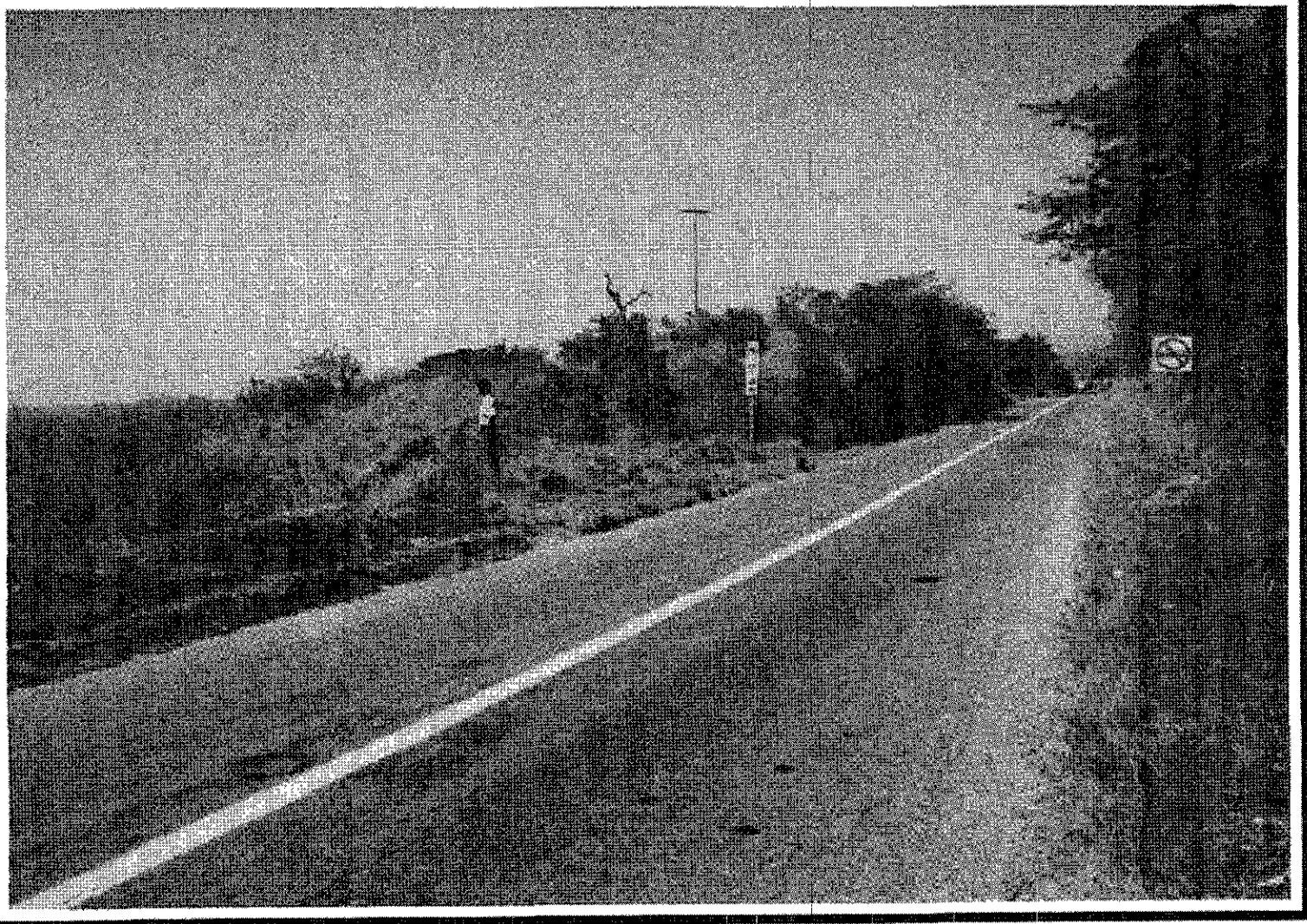
Cabe destacar la existencia de las obras complementarias como cunetas intermitentes a ambos lados de la carretera cuya longitud suma 2.57 km. aproximadamente y que se encuentran azolvadas a un 30%.

Asimismo existen lavaderos, canales paralelos al camino y bordillos de uso exclusivo para algunos predios como el localizado frente al 54o. Batallón de Infantería.

TRAZO Y NIVELACION DE LAS OBRAS DE DRENAJE.

El trazo y la nivelación de las obras de drenaje se realizó en 21 alcantarillas, para las cuales se registraron los datos de campo. Se puede consultar también en el proyecto de drenaje y en los planos de estas obras existentes, la actualización de cada una de ellas o en su caso, la indicación de que esa obra desaparece por ser afectada en la ampliación de la vía.

Cabe indicar que debido a la ampliación del camino y a la afectación de algunas obras de drenaje, será necesario elaborar a corto plazo el proyecto de la red entubada de alcantarillado pluvial, que se tendrá que ubicar en la zona urbana particularmente del km 139+080 al 140+640 y del 140+640 al 141+200 y que podrá descargar por la margen derecha del río Regadillo.



**5.- DISEÑO DEL PAVIMENTO ;
SECCION ESTRUCTURAL FLEXIBLE**

5.- DISEÑO DEL PAVIMENTO; SECCION ESTRUCTURAL FLEXIBLE

5.1 CONCEPTOS BASICOS DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

PAVIMENTO

Se define como pavimento a la estructura formada por un conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten adecuadamente distribuidas a las capas inferiores, constituyendo la sección estructural del pavimento.

Los materiales con que se construyen los pavimentos deben tener suficiente calidad para resistir los esfuerzos que se inducen en ellos, y a medida que las capas que integran el pavimento se localicen a mayor profundidad, pueden tener una calidad menor, siempre en relación al nivel de esfuerzos que reciban.

La estructuración del pavimento está influida tanto por los esfuerzos debidos al tránsito como por la calidad de las terracerías. Con estos dos parámetros, considerados como constantes, el ingeniero debe estructurar el pavimento haciendo uso de los materiales regionales con los que resolverá los diferentes problemas que se presenten en la forma más económica posible.

PAVIMENTO FLEXIBLE

La superficie de rodamiento es proporcionada por una carpeta asfáltica, y la distribución de las cargas de los vehículos hacia las capas inferiores se efectúa por medio de las fuerzas de fricción y cohesión entre las partículas de los materiales, bajo estas condiciones la carpeta asfáltica se pliega a pequeñas deformaciones de las capas inferiores sin que se rompa su estructura.

CARPETA ASFALTICA

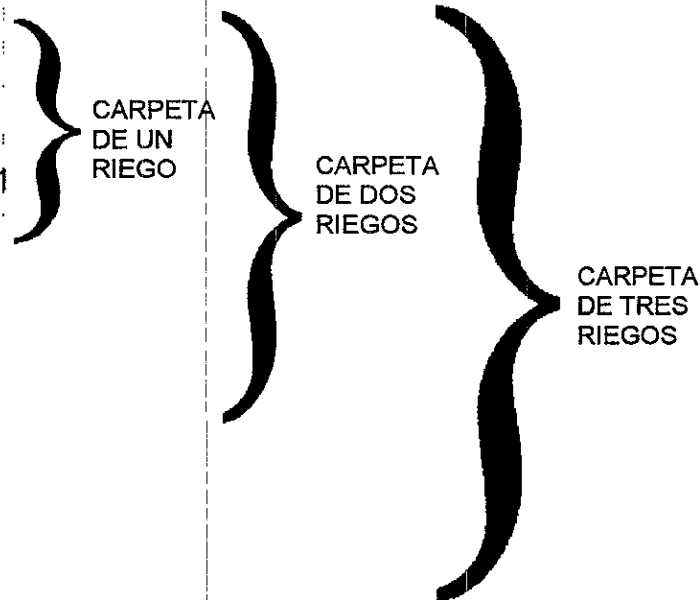
La carpeta asfáltica es la capa superior de un pavimento flexible y proporciona la superficie de rodamiento para los vehículos. Se elabora con materiales pétreos y productos asfálticos. Las características más importantes que deben satisfacer los materiales pétreos para carpetas asfálticas son: ser suelos inertes, granulometría, dureza, forma de la partícula y adherencia con el asfalto.

Las carpetas asfálticas son delgadas y su duración a la falla depende de la resistencia a la tensión, sin embargo en las carpetas elaboradas por el sistema de riegos, se desprecia tal resistencia.

Son tres los tipos de carpetas asfálticas:

I.- **POR RIEGOS.** Las carpetas construidas por riegos son una serie de capas sucesivas de productos asfálticos y pétreos sobre la base impregnada, pueden construirse carpetas de 1, 2 y 3 riegos. La forma de construir las carpetas de riegos es que a la base impregnada se le da un riego de producto asfáltico y se le cubre con el material más grueso que se vaya a utilizar por medio de una compactadora de rodillo liso de 10 toneladas, posteriormente se le da un acomodo haciendo tres recubrimientos de la superficie; se repite la operación con el material pétreo de menor dimensión y así sucesivamente:

- ◆ Impregnación de la base.
- ◆ Riego de producto asfáltico.
- ◆ Riego de material pétreo grueso No.1 (25.4 mm a 6.35 mm)(1" a 1/4").
- ◆ Riego de producto asfáltico.
- ◆ Riego de material pétreo medio No.2 (12.7 mm a 2.38 mm)(1/2" al No.8).
- ◆ Riego de producto asfáltico.
- ◆ Riego de material pétreo fino No.3 (9.5 mm a 0.42 mm)(3/8" al No.40).



Después de una semana, cuando el producto asfáltico ha fraguado, se da un barrido a la superficie para retirar el material fino o el de menores dimensiones que se haya usado.

Los productos asfálticos que se utilizan en estas carpetas de riegos son: Rebajado del tipo FR-3 y emulsiones de fraguado medio.

Rebajados asfálticos: Con el fin de poder hacer trabajable el cemento asfáltico a temperaturas menores, es necesario fluidificarlo, para lo cual se producen los rebajados. Los rebajados asfálticos se fabrican diluyendo el cemento asfáltico en gasolina (fraguado rápido), tractolina o petróleo diáfano (fraguado medio), diesel o aceites ligeros (fraguado lento). Los rebajados se pueden producir con diferentes proporciones de cemento asfáltico (50 - 80 %) y los correspondientes de solventes(50-20 %). De ésta manera, para cada uno de los rebajados, se tiene especificados 5 tipos que se numeran del 0 al 4, teniendo mayor denominación los que tienen mayor cantidad de cemento asfáltico, y disminuye a medida que aumenta el contenido de solventes, Así se tienen los FR0 al FR4, FM0 al FM4 y los FL0, FL1 y FL4. Para realizar las mezclas con los agregados pétreos y los cementos o los rebajados asfálticos es necesario que los agregados estén bien secos, pues de otra manera no habrá adherencia con el asfalto.

Emulsiones asfálticas: Para tener un producto asfáltico que se pueda aplicar o mezclar con pétreos húmedos, se fabrican las emulsiones asfálticas, en las que el cemento asfáltico por medio de un emulsificante y un estabilizador se encuentra en suspensión en agua. De acuerdo al emulsificante usado, se tienen las emulsiones aniónicas y las emulsiones catiónicas, de las cuales, las catiónicas resisten mayores humedades en los pétreos. Las emulsiones también pueden ser de fraguado rápido, medio y lento de acuerdo al porcentaje de cemento asfáltico.

II.- MEZCLAS EN EL LUGAR.

1. Se eligen los bancos de materiales y se extrae el material.
2. Se efectúan los tratamientos previos como cribado y triturado.
3. Se transporta a la obra y se acamellona. Se mide el volumen y se calcula la cantidad de producto asfáltico que se requiere.
4. Se extiende el material por capas sobre la corona del camino y entre cada capa se riega el producto asfáltico. Una vez que se tiene todo el material impregnado sobre la corona, se pasa el material de un lado a otro de la corona hasta que se homogenice completamente el asfalto y se vuelve a acamellonar a un lado.
5. Posteriormente sobre la base barrida e impregnada se coloca un riego de liga con rebajado asfáltico FR-3 en proporción de 0.7 l/m^3 . Se procede a extender la mezcla asfáltica sobre toda la corona.
6. Se procede a compactar y afinar la carpeta.

III.- CONCRETOS ASFALTICOS. El concreto asfáltico tiene una falla frágil parecida a la del concreto hidráulico, su resistencia es bastante menor que la de éste, por lo que queda incluida en los pavimentos flexibles; sin embargo, para evitar que la carpeta se agriete por pequeñas deformaciones de la base, ésta debe construirse rígida utilizando cemento portland o cal, para que los módulos de elasticidad de ambas capas sean lo más parecido posible.

Cemento asfáltico: También llamado asfalto, es el último residuo de la destilación del petróleo y a temperaturas normales es sólido, de color café oscuro. Para poder ser mezclado con los materiales pétreos, debe calentarse a $140 \text{ }^\circ\text{C}$, por lo que es necesario contar con una planta.

5.2 METODO AASHTO 86 (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS)

Este método está basado en los resultados de pruebas de campo realizadas desde los años cincuenta, en una gran variedad de carreteras americanas, encontrándose que las variables principales que deben ser consideradas para lograr el correcto diseño de un camino son :

- A) Vida útil,
- B) Periodo de diseño,
- C) Tránsito,
- D) Nivel de confianza,
- E) Efectos Ambientales y
- F) Serviciabilidad.

A) La vida útil o periodo de trabajo es el tiempo transcurrido entre la puesta en operación del camino y el momento en el que la primera estructura del pavimento requiera rehabilitación. Este tiempo debe considerarse dentro de los límites mínimo y máximo permitidos por la experiencia y las normas de construcción. También se debe tomar en cuenta el nivel de mantenimiento y la inversión inicial.

B) El periodo de diseño es el periodo de tiempo que cualquier estrategia de diseño debe cubrir. Puede ser igual a la vida útil. Se recomiendan los siguientes :

Condiciones del Camino	Periodo de Diseño (años)
Tránsito urbano, alto	30 - 50
Tránsito rural, alto	20 - 50
Tránsito sobre pavimento rígido, bajo	15 - 25
Tránsito sobre superficie de agregados, bajo	10 - 20

Tabla 5.1 Guía para seleccionar el periodo de diseño (AASHTO 1986).

C) Para el diseño se considera la carga equivalente de un eje sencillo (ESAL = equivalent single-axle load) de 80 kN (8.2 ton.); si se van a tomar consideraciones especiales se estudiará otro ESAL. Este tema se estudia en el capítulo 4 y se recomienda utilizar los valores de la tabla 4.5 para obtener los factores de crecimiento y la tabla 4.8 para los factores de distribución por carril.

D) El nivel de confianza (R), tiene la función de garantizar que las alternativas adoptadas perduren durante el periodo de diseño. Los valores recomendados son :

Clasificación Funcional	Nivel de Confianza	
	Urbano	Rural
Autopistas y Carreteras	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias principales	80 - 99	75 - 95
Colectores	80 - 95	75 - 95
Caminos locales	50 - 80	50 - 80

Tabla 5.2 Valores del nivel de confianza recomendados (AASHTO 1986).

También se recomienda un valor de desviación estándar de 0.45, con una variancia de 0.2025.

Al considerar varias etapas en el diseño, el nivel de confianza queda definido como :

$$R_{\text{tramo}} = (R_{\text{global}})^{(1/n)}$$

donde "n" es el número de etapas.

E) Los efectos ambientales, como la expansión el terreno, disminuyen la serviciabilidad del camino con el paso del tiempo. Se sabe que la perdida de serviciabilidad debido al medio ambiente aumenta con el tiempo a una velocidad decreciente, lo cual favorece la construcción del camino por etapas.

F) Los índices de serviciabilidad inicial y final deberán establecerse para tomar en cuenta la pérdida de serviciabilidad por efectos ambientales (Δ PSI), que será usada en las ecuaciones de diseño. El índice de serviciabilidad inicial PSI (Present Serviceability Index) es función del tipo de pavimento y la calidad de construcción. El valor típico obtenido de AASHTO (American Association of State Highway Officials) es 4.2 para pavimentos flexibles y de 4.5 para rígidos. El índice de serviciabilidad final es el menor índice que se puede manejar antes de que sea necesaria una rehabilitación, reencarpetamiento o reconstrucción del camino. Un valor de 2.5 o mayor se sugiere para diseñar carreteras con tránsito pesado y de 2.0 para carreteras con tránsito ligero.

PSI: Present Serviceability Index,

Δ PSI: Pérdida de Serviciabilidad

ECUACIONES DE DISEÑO

La ecuación original de AASHO es :

$$\log W_{t18} = 9.36 \log (SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \{ (4.2 - p_t) / (4.2 - 1.5) \}}{0.4 + 1094 / (SN + 1)^{5.19}} \quad (\text{ec. 5.1})$$

donde : W_{t18} = es el número de aplicaciones de carga de un eje sencillo de 18 kip (80 KN) aplicada en el tiempo t.

SN = número estructural del pavimento.

p_t = índice de vida útil final o serviciabilidad al final del tiempo t.

La ecuación anterior se modifica para AASHTO como :

$$\log W_{t18} = 9.36 \log (SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \{ (4.2 - p_t) / (4.2 - 1.5) \}}{0.4 + 1094 / (SN + 1)^{5.19}} + 2.32 \log M_R - 8.07 \quad (\text{ec. 5.2})$$

en donde M_R es el módulo de resiliencia efectivo para el pavimento. Nótese que cuando $M_R = 3000$ psi, la ecuación 5.2 es idéntica a la ecuación 5.1.

Para tomar en cuenta las precipitaciones locales y la permeabilidad de las diferentes capas de pavimento, se utiliza la siguiente ecuación :

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (\text{ec. 5.3})$$

donde : a_1 = coeficiente estructural de la capa para la superficie de rodamiento.

a_2 = coeficiente estructural de la capa para la base

a_3 = coeficiente estructural de la capa para la subbase

D_1 = espesor de la carpeta

D_2 = espesor de la base

D_3 = espesor de la subbase

m_2 = coeficiente de drenaje de la base

m_3 = coeficiente de drenaje de la subbase

La ecuación 5.2 proporciona el número admisible de repeticiones de carga de un eje sencillo 18 kip (80 KN) W_{t18} que provocan la reducción de PSI a p_t . Si el número estimado de aplicaciones W_{18} es igual a W_{t18} , el nivel de confianza de diseño es sólo del 50%, porque todas las variables en la ecuación 5.2 están basadas en valores medios. Para alcanzar un nivel de confianza mayor, W_{18} debe ser menor que W_{t18} con una desviación normal Z_R :

$$Z_R = \frac{\log W_{18} - \log W_{t18}}{S_o} \quad (\text{ec. 5.4})$$

en donde Z_R es la desviación normal para un nivel de confianza R y S_o es la desviación estándar. Z_R puede determinarse de la tabla 5.3.

Nivel de Confianza (%)	Desviación Estándar Normal (Z_R)	Nivel de Confianza (%)	Desviación Estándar Normal (Z_R)
50	0.000	93	1.476
60	0.253	94	1.555
70	0.524	95	1.645
75	0.674	96	1.751
80	0.841	97	1.881
85	1.037	98	2.054
90	1.282	99	2.327
91	1.340	99.9	3.090
92	1.405	99.99	3.750

Tabla 5.3 Valores de desviación estándar para varios niveles de confianza.

Combinando las ecuaciones 5.2 y 5.4 y reemplazando (4.2 - p_t) por ΔPSI, se obtienen:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 9.36 \log (SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \{ \Delta PSI / (4.2 - 1.5) \}}{0.4 + 1094 / (SN + 1)^{6.19}} + 2.32 \log M_R - 8.07$$

(ec.5.5)

Esta última ecuación es la definitiva propuesta por AASHTO para el diseño de pavimentos flexibles. La figura 5.1 es un nomograma para resolver la ecuación 5.5.

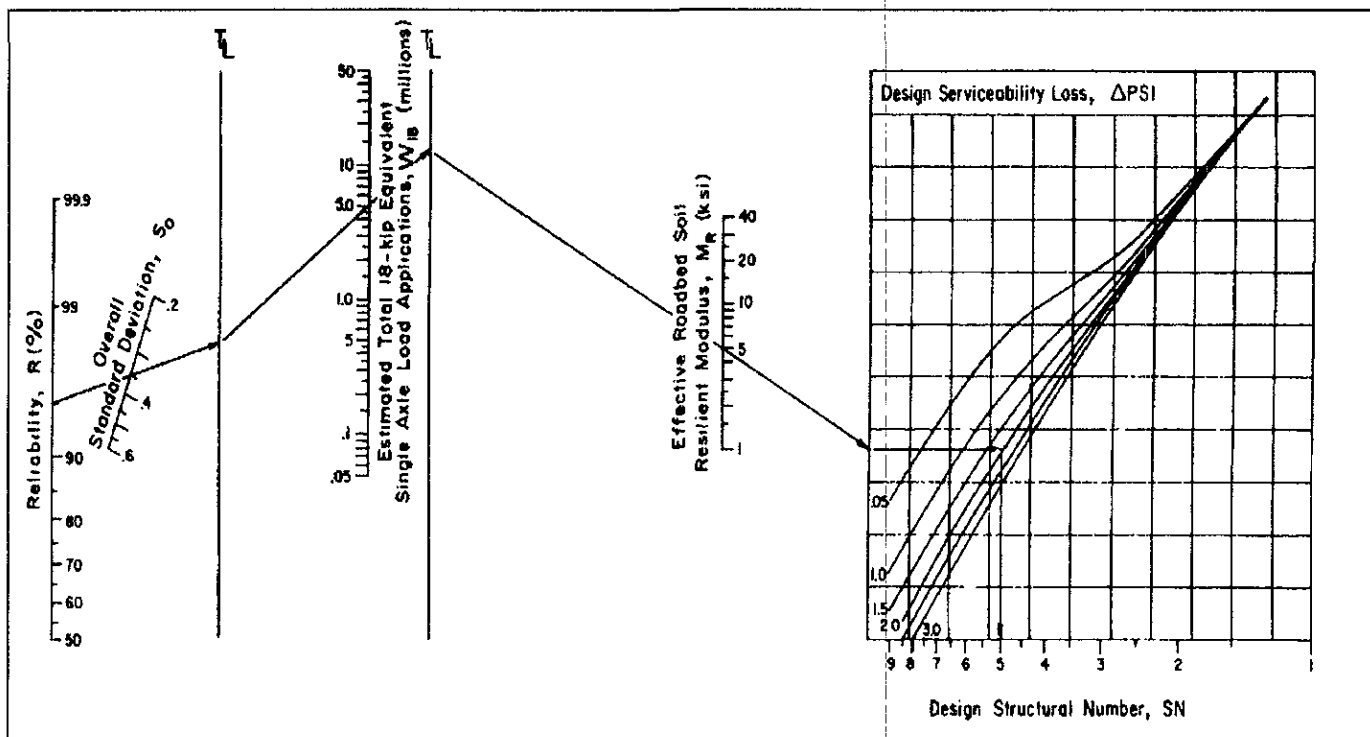


Figura 5.1 Nomograma para el diseño de pavimentos flexibles. Guía para el diseño de la estructura de pavimentos.

MODULO DE RESILIENCIA EFECTIVO PARA EL PAVIMENTO

El módulo de resiliencia efectivo M_R del pavimento representa un módulo equivalente que conducirá al mismo daño, en caso de usarse un M_R que tome en cuenta los efectos ambientales.

Para calcular el índice de daño (u_f), se considera el tránsito total esperado W_t y la relación de daño, que es el cociente del número de repeticiones esperadas de carga y las permisibles, pudiéndose expresar como :

$$u_f = 1.18 \times 10^8 M_R^{-2.32} \quad (\text{ec. 5.6})$$

El Número Estructural (SN) está en función de:

- a) Coeficiente estructural de la capa de pavimento
- b) Coeficiente de permeabilidad
- c) Espesor de la capa de pavimento

a) El coeficiente estructural a_1 de la capa, es una medida de la capacidad relativa de un espesor de material propuesto para funcionar como un componente estructural del pavimento. Es recomendable que el coeficiente de la capa se base en el módulo de resiliencia. Los valores que adopta este coeficiente dependen del material de que se trate:

A.-Para una superficie de concreto asfáltico el coeficiente a_1 para un HMA (Hot mix asphalt) denso es 0.44, el cual corresponde a un módulo de resiliencia $M_R = 450,000$ psi.

B.-Para una base no tratada y estabilizada el coeficiente a_2 es 0.14, el cual corresponde a un módulo de resiliencia $M_R = 30,000$ psi.

C.-Para una subbase granular el coeficiente a_3 es 0.11, el cual corresponde a un $M_R = 15,000$ psi.

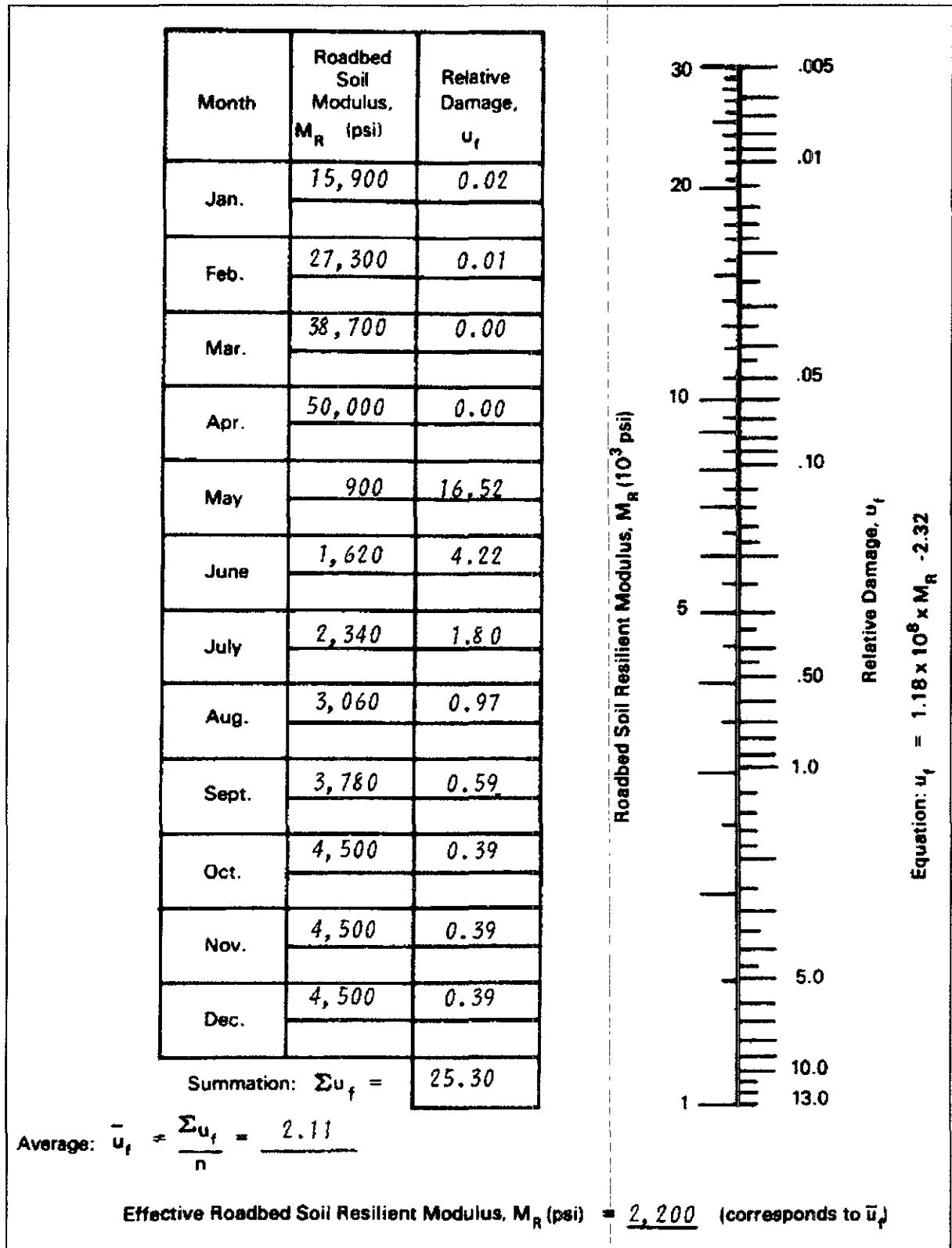


Figura 5.2 Tabla y nomograma que se utilizan para estimar el módulo de resiliencia efectiva del pavimento y el índice de daño (AASHTO 1986).

b) Dependiendo del drenaje y de la humedad disponible, los coeficientes de permeabilidad m_2 y m_3 se aplicarán para bases y subbases granulares para modificar los coeficientes de la carpeta.

La calidad del drenaje se mide por el tiempo necesario para que el agua salga de la base y subbase y depende principalmente del coeficiente de permeabilidad de la capa.

Calidad del Drenaje		Porcentaje de tiempo que la estructura del pavimento está expuesta a cambiar su contenido de agua hasta provocar su saturación			
Calificación	Filtración	Menor a		Mayor a	
		1%	1 - 5 %	5 - 25 %	25 %
Excelente	2 horas	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1 día	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1 semana	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1 mes	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy pobre	Nunca	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Tabla 5.4 Coeficientes de permeabilidad para base y subbase no tratadas para pavimentos flexibles (AASHTO 1986).

c) Una vez que se lleva a cabo el diseño del número estructural (SN) es necesario seleccionar un grupo de espesores, de manera que SN calculado con la ecuación 5.3, sea mayor que el SN requerido. Muchas combinaciones de espesores de carpetas son aceptables, siempre y cuando se mantenga un balance entre economía, facilidad de construcción y costos de mantenimiento, lo que evitará llegar a un diseño impráctico.

ESPESOR MINIMO

Generalmente es impráctico y antieconómico utilizar espesores de capas de materiales menores a un valor mínimo. Además las consideraciones de tráfico pueden determinar el uso de ciertos espesores mínimos para lograr la estabilidad. Dado que tales espesores mínimos dependen en cierta medida de las prácticas y condiciones locales, estos se pueden modificar como se requiera.

Trafico (ESAL)	Concreto Asfáltico (pulg.)	Base Hidráulica (pulg.)
Menor de 50,000	1.0	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 7,000,001	4.0	6

Tabla 5.5 Espesor mínimo de la carpeta asfáltica y de la base hidráulica.

Procedimiento General .- Para el diseño del espesor de la capa de pavimento usualmente se empieza por la parte superior como se muestra en la figura 5.3 :

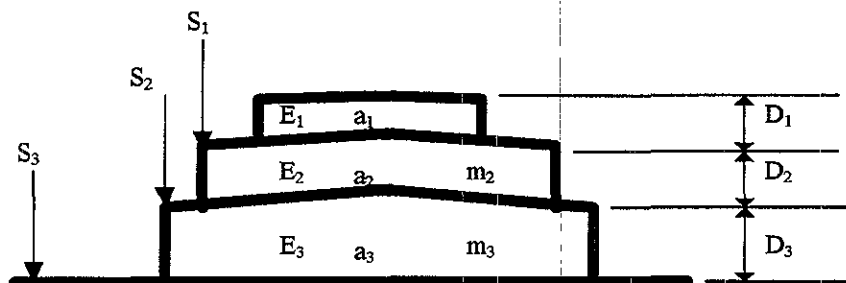


Figura 5.3 Selección de espesores.

1) Usando E_2 como M_R se determina de la figura 5.1 el SN requerido para proteger la base y se calcula el espesor de la capa 1 como :

$$D_1 \geq SN_1 / a_1 \quad (\text{ec. 5.7})$$

2) Usando E_3 como M_R se determina de la figura 5.1 el SN requerido para proteger la subbase y se calcula el espesor de la capa 2 como :







$$D_2 \geq (SN_2 - a_1 D_1) / a_2 m_2 \quad (\text{ec. 5.8})$$

3) Tomando en cuenta el módulo de resiliencia M_R del terreno natural, se determina de la figura 5.1, el SN total requerido y se calcula el espesor de la capa 3 como :

$$D_3 \geq (SN_3 - a_1 D_1 - a_2 D_2 m_2) / a_3 m_3 \quad (\text{ec. 5.9})$$

ESTADO: OAXACA

LOCALIDAD : PUERTO ESCONDIDO ,OAXACA. CARRETERA PINOTEPA NACIONAL- SALINA CRUZ. KM 135+000 AL 145+000

TIPO DE VEHICULO	EJE	CARGA	T	NUMERO / (D, M,A)	TIPO DE VEHICULO	EJE	CARGA	T	NUMERO / (D, M,A)
	F	2.20	1	1,534 D		F	12.10	1	102 D
	M	0.00	0			M	0.00	0	
	R	2.20	1			R	39.60	2	
	F	3.74	1	562 D		F	12.10	1	26 D
	M	0.00	0			M	39.60	2	
	R	8.36	1			R	39.60	2	
	F	12.10	1	307 D		F	12.10	1	26 D
	M	0.00	0			M	39.60	2	
	R	22.00	1			R	49.50	3	

TOTAL DE VEHICULOS = 2,557

TOTAL DE CAMIONES = 461

F FRENTE

M MEDIO

R TRASERO

1 SENCILLO

2 TANDEM

3 TRIPLE

D DIA

M MES

A AÑO

Tabla 5.6 Distribución de tránsito para diseño.

CALCULO DEL ESAL

CARGA POR EJE Lb (A)	EALF FLEXIBLE (B)	NUMERO DE EJES (C)	TOTAL (D = B*C)
2,200	0.000288	3,068	0.8835
3,740	0.0017338	562	0.9772
8,360	0.42184	562	23.7074
12,100	0.1965	461	90.5865
22,000	2.18	307	669.2600
39,600	2.004	180	360.7200
49,500	1.17	26	30.4200
		5,166	1,176.5546

$$\Sigma = \frac{1,176.5546}{2,557} = 0.460$$

ESAL = (ADT_o) (T) (T_f) (G) (D) (L) (Y) (365)

ADT_o = (PROMEDIO DE TRANSITO DIARIO) = 5680

T = (PORCENTAJE DE CAMIONES) = 2557 / 461 = 0.18

T_f = (FACTOR POR CAMION) = 0.460

G = (FACTOR DE CRECIMIENTO) = 21.58 (Tabla 4.5, 15 años, 5%)

D = (FACTOR DIRECCIONAL) = 0.45 (Tabla 4.7)

L = (FACTOR DE CARRIL) = 0.85 (Tabla 4.8)

Y = (PERIODO DE DISEÑO) = 15 años

ESAL PAVIMENTO FLEXIBLE

$$ESAL = (5680) (0.18) (0.460) (21.58) (0.45) (0.85) (15) (365) =$$

21'254,244.68

Tabla 5.7 Cálculo del ESAL de diseño.

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

VARIABLES DE DISEÑO:

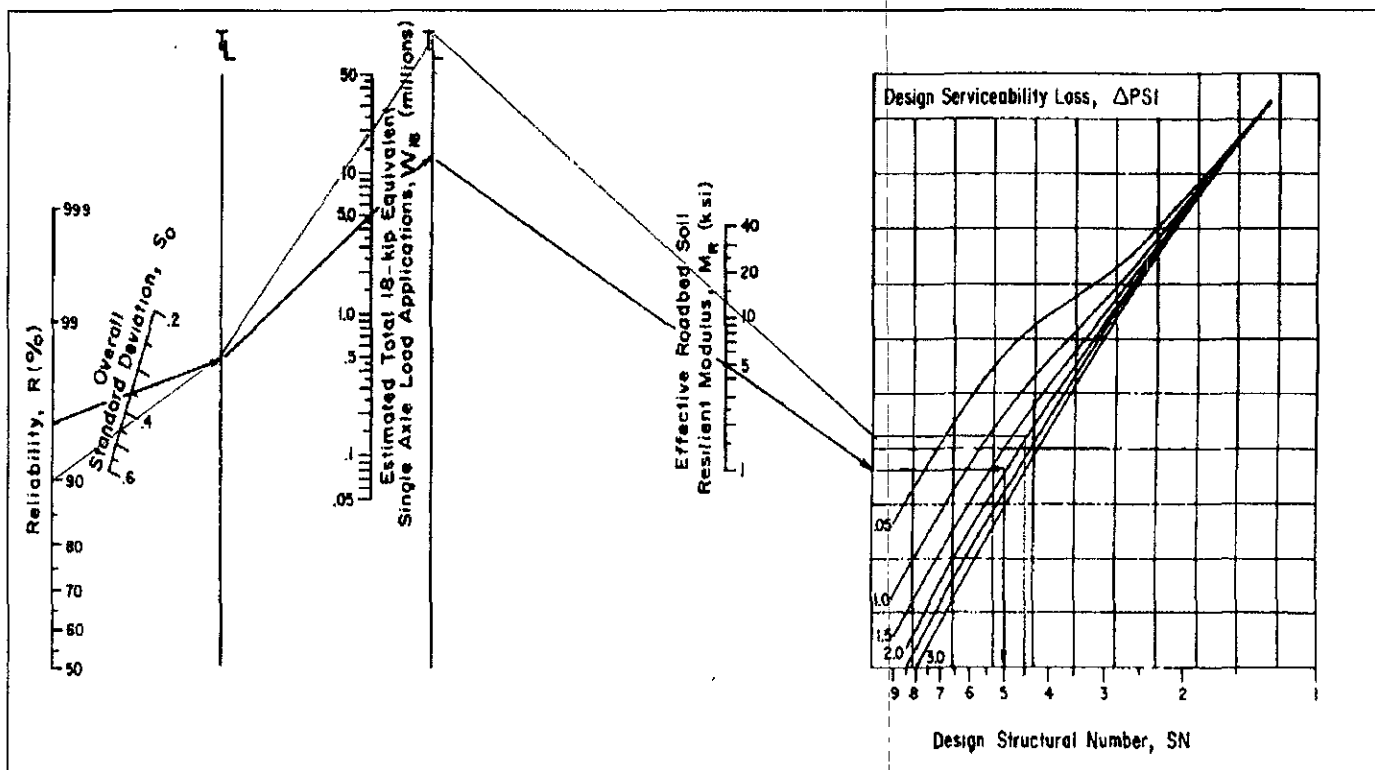
ESAL de diseño	21'254,244.48
Factor de seguridad	90 %
Desviación estándar	0.45
Módulo de resiliencia	13,700 psi
Serviciabilidad inicial	4.5
Serviciabilidad final	2.5
Δ PSI	2.0

Considerando las recomendaciones de la tabla 5.2 se establece el factor de seguridad igual al 90%. De los ensayos realizados en laboratorio para obtener la calidad de los materiales de la capa subrasante, se observa que los valores de VRS estándar saturado varían entre 8 y 45%.

Para el diseño se utilizará un valor del VRS = 17%, correspondiente a la capa de subrasante constituida por el propio terreno natural, el cual está conformado por arenas limosas bien graduadas (SW-SM) de acuerdo con la clasificación SUCS.

Para obtener el módulo de resiliencia se utilizará la figura 3.7, la cual muestra un nomograma de correlación para estimar el M_R a partir del valor del VRS (ó CBR). Así, con un valor de VRS= 17%, el correspondiente de M_R es de 13,700 psi.

Con estos datos y utilizando el nomograma de la figura 5.1 encontramos un número estructural $SN = 4.50$



DISEÑO DEL ESPESOR MINIMO

Para E_1 y a_1 se considera un pavimento de HMA (Hot Mix Asphalt). Para E_2 y a_2 se considera un VRS mínimo del 100% y para E_3 y a_3 el VRS es del 85%.

El VRS mínimo del terreno natural será del 8%. Todos estos valores se obtienen de las pruebas de laboratorio.

Teniendo estos datos y con ayuda del nomograma de la figura 5.1 se procede a obtener los espesores mínimos.

$E_1 = 450,000$	$a_1 = 0.44$			
				D_1
$E_2 = 32,000$	$a_2 = 0.14$	$m_2 = 1.20$		D_2
$E_3 = 30,000$	$a_3 = 0.11$	$m_3 = 1.20$		D_3
$M_R = 9,000$				

Para $M_R = E_2 = 32,000$ se encuentra en el nomograma un número estructural $SN_1 = 2.8$

$$D_1 \geq SN_1 / a_1 = 2.80 / 0.44 = 6.36 \text{ in.} = 162 \text{ mm}$$

$$D_1 = 6.693 \text{ in} \quad 170 \text{ mm}$$

Para $M_R = E_3 = 30,000$ se encuentra en el nomograma un número estructural $SN_2 = 3.0$

$$D_2 \geq (SN_2 - (a_1 \cdot D_1)) / (a_2 \cdot m_2) = (3.00 - (0.44 \cdot 6.693)) / (0.14 \cdot 1.20) = (3.00 - 2.945) / 0.168$$

$$D_2 \geq 0.055 / 0.168 = 0.327 \text{ in} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor mínimo } D_2 = 6.00 \text{ in} = 152 \text{ mm}$$

Para $M_R = 9,000$ se encuentra en el nomograma un número estructural $SN_3 = 4.50$

$$D_3 \geq (SN_3 - (a_1 \cdot D_1) - (a_2 \cdot D_2 \cdot m_2)) / (a_3 \cdot m_3) = (4.50 - (0.44 \cdot 6.693) - (0.14 \cdot 6.0 \cdot 1.20)) / (0.11 \cdot 1.20) =$$

$$D_3 \geq (4.50 - 2.945 - 1.008) / 0.132 =$$

$$D_3 \geq 0.547 / 0.132 = 4.144 \text{ in} = 105 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor mínimo } D_3 \geq 6.00 \text{ in} \quad 152 \text{ mm}$$

COMPROBACION

1	0.44	1.00	6.693	2.945
2	0.14	1.20	6.000	1.008
3	0.11	1.20	6.000	1.008
Σ				4.961 > 4.05

ESPEORES DEFINITIVOS

1	17 cm.
2	15 cm.
3	15 cm.

Por lo que el diseño definitivo de los espesores de la estructura del pavimento queda de la siguiente manera:

SECCION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

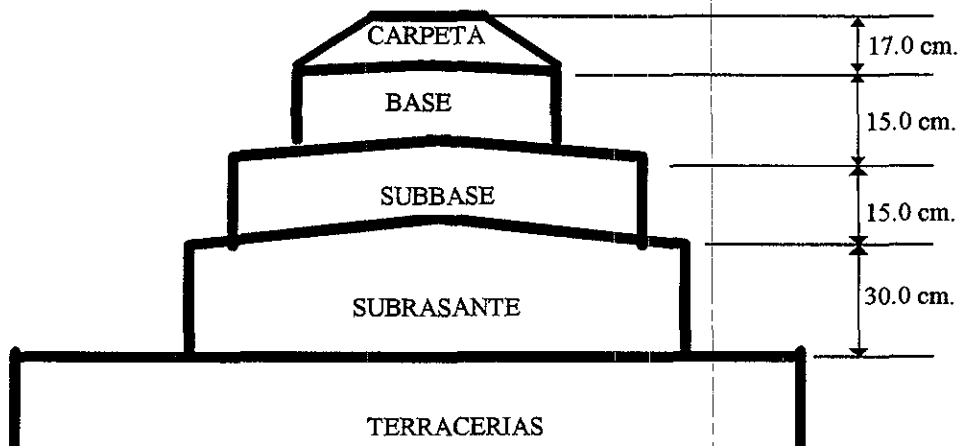


Figura 5.4 Espesores de las capas para el pavimento flexible, obtenidos mediante la aplicación del método AASHTO 86 para pavimentos flexibles.

5.3 METODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO

El Instituto del Asfalto ha publicado desde 1954 hasta 1991, nueve ediciones del manual No.1 (MS1) para el diseño de pavimentos asfálticos. Los procedimientos recomendados inicialmente fueron empíricos. Posteriormente se basaron en datos obtenidos de pruebas de pavimentos en carreteras según las normas de AASHTO y WASHO, así como en comparaciones con los procedimientos de diseño del cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos y algunas Agencias Estatales.

En 1981 se publicó la novena edición, la cual se basa en una metodología empírica mecánica, usando la teoría de multicapas, en conjunto con el criterio empírico de falla. En 1991 se efectúa y publica la última revisión a dicha edición.

El método consiste en determinar el espesor de la estructura del pavimento de acuerdo con una particular manera de estimar el volumen de tránsito probable, con algún parámetro que represente la resistencia y deformabilidad del material de apoyo (VRS, valor de R o valor Portante obtenido mediante la prueba de placa), con la calidad general de los materiales disponibles, y con los procedimientos previstos para la construcción.

CARACTERIZACION DEL MATERIAL

Las propiedades de los materiales a ser usados para el análisis, incluyen el módulo de resiliencia y las relaciones de Poisson de la subrasante, de la base granular y de la capa de asfalto. Las relaciones de Poisson pueden ser razonablemente asumidas, como 0.45 para los suelos de la subrasante y 0.35 para los otros materiales.

El módulo de resiliencia utilizado para la subrasante es el normal, el cual no es representativo cuando la subrasante está helada o derritiéndose. Se puede obtener un valor más real mediante pruebas que tomen en cuenta estos aspectos. El M_R puede obtenerse a partir de pruebas directas o correlacionando este parámetro con otras pruebas, tales como VRS ó CBR, el valor R, etc., como se describió en el capítulo 3.

Para determinar un valor aceptable del módulo se requieren pruebas de los materiales de la subrasante dentro de un ancho de 2ft. (0.6 m.) a partir de su elevación de proyecto. Si se presentan variaciones significativas se deberán efectuar pruebas al azar para determinar el control del tipo de suelo o los límites entre suelos diferentes. Si los tipos de suelo son muy diferentes y cada uno cubre una gran área se deberá desarrollar el proyecto por diseños separados.

Usualmente se emplean un mínimo de 6 a 8 valores de pruebas para determinar el módulo de resiliencia de diseño de la subrasante. El módulo de resiliencia de diseño se define como el valor del módulo que es menor que 60, 75 u 87.5% de todos los valores de prueba. Estos porcentajes son conocidos como valores porcentuales y están relacionados a los niveles de tránsito, como aparece en la tabla 5.8.

Traffic level ESAL	Design resilient modulus percent value (%)
10 ⁴ or less	60.0
Between 10 ⁴ and 10 ⁶	75.0
10 ⁶ or more	87.5

Tabla 5.8 Módulo de resiliencia M_R para el diseño de la subrasante.

El efecto de los esfuerzos sobre el módulo de resiliencia de los materiales granulares no tratados se indica en la ecuación 3.8 de la referencia bibliográfica No.1. El coeficiente k_1 fue seleccionado dentro del rango de 8,000 a 12,000 psi (55.2 a 82.8 Mpa) y el exponente fue fijado igual a 0.5. En lugar de usar el método iterativo como en el programa de computadora KENLAYER, el programa DAMA aplica las ecuaciones 3.28 y 3.29 de la referencia bibliográfica No.1 para determinar el módulo de la base granular.

Cuando se usen bases y subbases de agregados no tratados, se recomienda que cumplan con las especificaciones D 2490 de ASTM "Material graduado para bases o subbases para autopistas y aeropuertos", excepto que los requerimientos dados en la tabla 5.9 se apliquen donde sea conveniente.

Test	Subbase	Base
CBR, minimum or	20	80
R Value, minimum	55	78
Liquid limit, maximum	25	25
Plasticity index, maximum	6	NP
Sand equivalent, minimum	25	35
% passing No.200, maximum	12	7

Tabla 5.9 Requerimientos de calidad para bases y subbases no tratadas.

Para las mezclas de asfalto en caliente (HMA) el módulo de resiliencia se determina usando la ecuación 7.27 de la referencia bibliográfica No.1. Las gráficas de diseño fueron desarrolladas usando los siguientes parámetros en la ecuación : $P_{200} = 5\%$, $f = 10$ Hz, $V_a = 4\%$ para carpeta, $V_a = 7\%$ para la base, y $V_b = 11\%$ para ambas capas. Tres regímenes de temperatura representativos de NuevaYork, Carolina del Sur y Arizona fueron considerados con temperaturas de aire media anual (MAAT) de 45,60 y 75°F (7, 15.5 y 24 °C), respectivamente. Los tipos de cemento asfáltico y sus viscosidades usadas para el desarrollo de las gráficas de diseño se muestran en la tabla 5.10.

Location	Mean annual air temperature (MAAT)	Asphalt grades	Viscosity λ at 70 °F (10 ⁶ poise)
New York	45 °F (7 °C)	AC-5, AC-10	0.6
South Carolina	60 °F (15.5 °C)	AC-10, AC-20	1.6
Arizona	75 °F (24 °C)	AC-40	5.0

Tabla 5.10 Tipos de cemento asfáltico y su viscosidad para diferentes regímenes de temperatura.

La tabla 5.11 muestra los tres regímenes de temperatura indicados. La temperatura T en la ecuación 7.27 de la referencia bibliográfica No.1 es la temperatura media del pavimento M_p , la cual puede ser calculada a partir de la temperatura del aire media mensual de la ecuación 3.27 de la misma referencia bibliográfica.

Mean monthly air temperature (°F)												
MAAT	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
45 °F (7 °C)	24	25	14	27	42	48	61	69	65	55	48	41
60 °F (15.5 °C)	45	38	43	45	56	70	78	81	78	73	58	54
75 °F (24 °C)	55	61	61	73	90	91	92	93	93	86	72	55

Tabla 5.11 Variación de las temperaturas promedio mensuales del aire (°F = 32 + 1.8 °C).

Para la capa de asfalto, ya sea de HMA (mezcla de asfalto en caliente) o de mezcla de emulsión asfáltica, el módulo de resiliencia depende de parámetros tales como: el tipo de cemento asfáltico, la viscosidad, el efecto del tiempo de curado, la temperatura, el módulo de rigidez y los efectos del medio ambiente.

Es permitido usar mezclas de emulsión asfáltica para capas de base. Dependiendo del tipo de agregados, se especifican a continuación tres tipos de mezclas:

- Tipo1: Mezclas con un proceso denso a base de agregados graduados, los cuales deben ser mezclados en una planta y tienen propiedades similares a las mezclas de HMA.
- Tipo2: Mezclas con un semiproceso a base de agregados de material , material de mina o material de banco.
- Tipo3: Mezclas con arena o arenas limosas.

El módulo de rigidez representativo en el momento de la colocación y después del curado fue utilizado para cada uno de los tipos de mezcla y estuvo basado en los resultados de 32 diferentes mezclas probadas a 73°F (23°C) y 100°F (30°C). El módulo a otras temperaturas puede ser obtenido por una interpolación lineal.

El efecto del tiempo de curado en el módulo de rigidez está representado por :

$$E_t = E_f - (E_f - E_i) (RF) \quad (\text{ec. 5.10})$$

en donde E_t es el módulo en el tiempo de curado t , E_f es el módulo en el estado de curado total, E_i es el módulo sin curado o en estado inicial, y RF es el factor de reducción representando el valor del curado en el tiempo t .

Un periodo de curado de 6 meses fue utilizado para preparar las gráficas de diseño, tomando en cuenta que periodos mayores a 30 meses no tienen influencia significativa sobre el espesor obtenido de las graficas de diseño.

EFFECTOS DEL MEDIO AMBIENTE

En adición al efecto de los cambios de temperatura mensual durante todo el año en el módulo de rigidez de HMA y de las mezclas de emulsión asfáltica, las gráficas de diseño toman en cuenta también el efecto de la helada y el deshielo sobre el módulo de resiliencia de la subrasante y de los materiales granulares. Esto se completó utilizando un módulo incrementado para representar el periodo de la helada y un módulo reducido para representar el periodo de deshielo. Estos ajustes son necesarios para regiones con un MAAT de 45 °F (7°C) ó 60 °F (15.5 °C) pero no para aquellas de 75 °F (24°C).

En el caso de la **subrasante** la figura 5.5 muestra las variaciones del módulo de resiliencia de una subrasante durante un año. El diagrama presenta 4 periodos distintos: Helada, deshielo, recuperación y normal. Cuando la subrasante está completamente helada o congelada se adopta un módulo de congelamiento de 50,000 psi (345 Mpa). El módulo se reduce durante el periodo de deshielo llegando a un valor mínimo, el cual es una fracción del módulo normal.

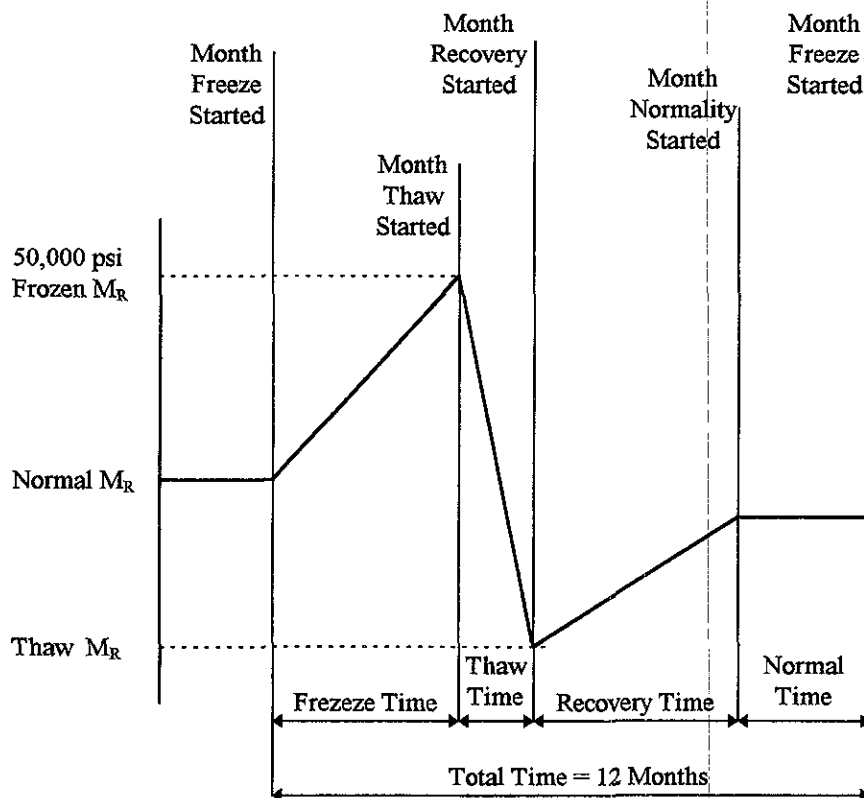


Figura 5.5 Variaciones del módulo de resiliencia de la subrasante según la época del año (1 psi = 6.9 kPa).

La magnitud del módulo de deshielo y la duración de cada periodo se muestran o aparecen en la tabla 5.12 para los dos regímenes de temperatura. Cuando los módulos de resiliencia se conocen al inicio y fin de cada periodo, es posible determinar dicho módulo para cualquier tiempo t por interpolación haciendo uso de la figura 5.5. En la tabla 5.13 aparece el módulo de la subrasante mensual usado en el programa DAMA para el desarrollo de las gráficas de diseño.

Un procedimiento similar se usó para ajustar el módulo de secciones a base de materiales **granulares no tratados**. El coeficiente k_1 en la ecuación 3.28 de la referencia bibliográfica No.1, fue incrementado por un factor del 300% para la condición de helada y reducido durante el deshielo de primavera a 25% del valor normal.

La tabla 5.14 contiene un resumen de los valores mensuales de k_1 utilizados. El valor de k_2 se mantuvo constante.

MAAT	Normal Modulus (psi)	Thaw modulus			Duration (month)			
		% Normal	psi	Month freeze started	Freeze	Thaw	Recovery	Normal
45 °F (7 °C)	4,500	20	900	Dec	4	1	5	2
	12,000	50	6000	Dec	4	1	5	2
	22,500	70	15,800	Dec	4	1	5	2
60 °F (15.5 °C)	4,500	30	1,350	Jan	2	1	4	5
	12,000	60	7,200	Jan	2	1	4	5
	22,500	80	18,000	Jan	2	1	4	5

Tabla 5.12 Condiciones utilizadas para representar el efecto de la helada en la subrasante. (1psi = 6.9 k Pa)

Subgrade Modulus by month (10 ³ psi)													
MAAT	Normal modulus (psi)	DEC	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV
45 °F (7 °C)	4,500	4.5	15.9	27.3	38.7	50.0	0.9	1.62	2.34	3.06	3.78	4.5	4.5
	12,000	12.0	21.5	31.0	40.5	50.0	6.0	7.20	8.40	9.60	10.8	12.0	12.0
	22500	22.5	29.4	36.3	43.1	50.0	15.8	17.1	18.5	19.8	21.2	22.5	22.5
60 °F (15.5 °C)	4,500	4.5	4.5	27.3	50.0	1.35	2.14	2.93	3.71	4.5	4.5	4.5	4.5
	12,000	12.0	12.0	31.0	50.0	7.2	8.4	9.6	10.8	12.0	12.0	12.0	12.0
	22500	22.5	22.5	38.3	50.0	18.0	19.1	20.3	21.4	22.5	22.5	22.5	22.5

Tabla 5.13 Módulos de la subrasante utilizados en el programa DAMA. (1 psi = 6.9 k Pa).

		Monthly value for K ₁ (10 ³ psi)											
MAAT	Normal K ₁ (psi)	DEC	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV
45 °F (7 °C)	8,000	8.0	12.0	16.0	20.0	24.0	2.0	3.2	4.4	5.6	6.8	8.0	8.0
	12,000	12.0	8.0	24.0	30.0	36.0	3.0	4.8	6.6	8.4	10.2	12.0	12.0
60 °F (15.5 °C)	8,000	8.0	12.0	16.0	24.0	2.0	3.5	5.0	6.5	8.0	8.0	8.0	8.0
	12,000	12.0	8.0	24.0	36.0	3.0	5.25	7.50	9.75	12.0	12.0	12.0	12.0

Tabla 5.14 Valores mensuales de K₁ para bases granulares. (1psi = 6.9 k Pa)

CRITERIO DE DISEÑO.

Dos tipos de esfuerzos han sido considerados los más críticos para el diseño de pavimentos asfálticos, uno es el esfuerzo de tensión horizontal en la base de la capa de asfalto, el cual causa agrietamiento por fatiga. El otro es el esfuerzo de compresión vertical sobre la superficie de la subrasante, el cual causa deformación permanente. Con base en los dos criterios de diseño se desarrollaron las gráficas que se utilizan durante el procedimiento de diseño y que se mostrarán más adelante.

ANALISIS DE TRANSITO.

El tránsito previsto se refiere al denominado número de tránsito para diseño (ESAL), el cual es el número de cargas equivalentes de 8.2 toneladas (18,000 lbs.) dispuestas en un eje sencillo, que se esperan durante el periodo del diseño de la obra.

DETERMINACION DEL NUMERO DE TRANSITO PARA DISEÑO (ESAL).

El procedimiento se puede resumir como sigue:

1. Estimar el número de vehículos esperado de diferentes tipos: de pasajeros, camiones de una sola unidad, autobuses y camiones de varios tipos. Si se puede estimar el número total de camiones pero se desconoce su clasificación, se puede utilizar la tabla 5.15 como guía.
2. Determinar el número total de cada tipo de camión sobre el carril de diseño durante el primer año de tráfico. Para una carretera de dos carriles, el carril de diseño puede ser cualquiera de ellos. Bajo algunas condiciones especiales, un número mayor de camiones pueden transitar en una dirección que en la otra. En muchos lugares, los camiones de carga pesados viajarán en una dirección y los camiones vacíos en la otra. En ausencia de datos específicos, la tabla 4.7 puede ser utilizada para determinar la proporción relativa de camiones esperados en el carril de diseño.
3. Determinar un factor de camión para cada tipo de vehículo. Este factor se define como el número de aplicaciones de carga equivalentes de 8.2 toneladas (18,000 lbs.) sobre un eje sencillo, generadas por el paso de un camión. El cálculo del factor de camión se ilustra en la tabla 4.3. Para valores más exactos se pueden efectuar interpolaciones.
4. Para un periodo x de diseño dado seleccionar de la tabla 4.5 un sólo factor de crecimiento para todos los camiones, o separar los factores por cada tipo de camión como es lo apropiado, o aplicar la ecuación del interés compuesto : $x = [(1+i)^n - 1] / i$
5. Multiplicar el número de camiones de cada tipo por el factor de carga y por el factor de crecimiento, y sumar los valores determinados para obtener el número de tránsito para diseño(ESAL).

Percent Trucks

Truck Class	Rural system										Urban system																			
	Interstate					Other					Minor					Interstate					Other					Minor				
	Principal	Arterial	Major	Minor	Range	Principal	Arterial	Major	Minor	Range	Principal	Arterial	Major	Minor	Range	Principal	Arterial	Major	Minor	Range	Principal	Arterial	Major	Minor	Range					
Single-unit trucks																														
2-axle, 4 tire	43	60	71	73	43-80	52	66	67	84	86	52-86																			
2-axle, 6 tire	8	10	11	10	8-11	12	12	15	9	11	9-15																			
3-axle or more	2	3	4	4	2-4	2	4	3	2	<1	<1-4																			
All single units	53	73	86	87	53-92	66	82	85	95	97	66-97																			
Multiple-unit trucks																														
4-axle or less	5	3	3	2	2-5	5	5	3	2	1	1-5																			
5-axle ^b	41	23	11	10	6-41	28	13	12	3	2	2-28																			
6-axle or more ^b	1	1	<1	1	<1-1	1	<1	<1	<1	<1	<1-1																			
All multiple units	47	27	14	13	8-47	34	18	15	5	3	3-34																			
All trucks	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100																			

Tabla 5.15 Distribución de camiones en diferentes clases de carreteras en los Estados Unidos de Norte América.
 (^b incluye la combinación de trailers cargados en algunos estados).

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE TRANSITO PARA DISEÑO (ESAL).

Si los datos de tránsito no están disponibles, el Instituto del Asfalto recomienda usar la tabla 5.16 para estimar el ESAL. Este procedimiento simplificado divide el tráfico en seis clases, cada una asociada con un tipo de carretera o calle y un número promedio esperado de camiones pesados, durante el periodo de diseño. Los camiones pesados son definidos como: de dos ejes, camiones de seis llantas o más grandes. La pick up, panel y camiones ligeros de cuatro llantas no se incluyen. El ESAL mostrado para cada clase puede ser usado para fines de diseño.

Traffic Class	Type of street or highway	Range of heavy trucks expected in design period	ESAL
I	Parking lots, driveways Light traffic residential streets Light traffic farm roads	Less than 7,000	5×10^3
II	Residential streets Rural farm and residential roads	7,000 to 15,000	10^4
III	Urban minor collector streets Rural minor collector roads	70,000 to 150,000	10^5
IV	Urban minor arterial and light industrial streets Rural major collector and minor arterial highways	700,000 to 1'500,000	10^6
V	Urban freeways, expressways, and other principal arterial highways Rural interstate and other principal arterial highways	2'000,000 to 4'500,000	3×10^6
VI	Urban interstate highways Some industrial roads	7'000,000 15'000,000	10^7

Tabla 5.16 Clasificación del tránsito recomendada por el Instituto del Asfalto.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El programa de computadora DAMA se utilizó para determinar el espesor mínimo requerido para satisfacer ambos criterios: el agrietamiento por fatiga y el criterio de deformación permanente. Para cualquier material dado y condiciones ambientales, se obtuvieron dos espesores, uno por cada criterio, y el más grande de los dos se utilizó para preparar las gráficas de diseño. Por esta razón, muchas de las curvas de diseño representan formas asociadas con los dos diferentes criterios.

Las figuras 5.6 hasta la 5.15 son las gráficas de diseño reproducidas del manual MS1. Estas gráficas están basadas sobre una temperatura media anual del aire de 60° F (15.5°C). El Instituto del Asfalto publicó un programa de computadora llamado HWY, el cual puede ser usado para determinar el espesor para esta temperatura y otras de 45 °F (70°C), y 75°F (14°C). Este programa puede también usarse para diseñar sobrecarpetas y pavimentos a base de rellenos para estaciones de servicio y carreteras.

A continuación se presentan algunas alternativas para el diseño de pavimentos asfálticos:

1. **FULL-DEPTH HMA.** La figura 5.6 muestra la gráfica de diseño de pavimentos completos de mezcla de asfalto en caliente. Dado el módulo de resiliencia de la subrasante M_R y el ESAL, el espesor total de HMA (Hot Mix Asphalt; incluyendo las superficies de carpeta, subrasante y la base) puede ser leído directamente de la gráfica.
2. **HMA SOBRE BASE DE EMULSION ASFALTICA.** las figuras 5.7, 5.8 y 5.9 son las gráficas de diseño para los tipos I, II y III de mezclas de emulsión asfáltica respectivamente. Las gráficas proporcionan el espesor combinado de carpeta de HMA y de base de emulsión asfáltica. El espesor mínimo de HMA sobre la base emulsificada varía con el nivel de tránsito y se muestra en la tabla 5.17. La diferencia entre el espesor combinado y el espesor de HMA es el espesor de base de emulsión asfáltica requerida.
3. **HMA SOBRE BASE HIDRAULICA NO TRATADA.** Las figuras 5.10 hasta la 5.15, son las gráficas de diseño para carpetas de HMA sobre base hidráulica no tratada de 4, 6, 8, 10, 12 y 18 pulgadas (102,152, 203, 254, 305 y 457 mm.). Para usar estas gráficas, el diseñador debe determinar primero que espesor de base hidráulica se va a utilizar, y después seleccionar la gráfica apropiada de diseño para encontrar el espesor de HMA.
4. **HMA Y MEZCLA DE ASFALTO EMULSIFICADO SOBRE UNA BASE HIDRAULICA NO TRATADA.** No es común obtener gráficas de diseño de pavimentos consistentes en: Una carpeta de asfalto mezclado en caliente; una base de asfalto emulsificada; y una base no tratada. La mejor alternativa es usar las gráficas para carpetas de asfalto mezclado en caliente, y de mezclas de asfalto emulsificado, para determinar una relación de sustitución, la cual indica el espesor de mezcla de asfalto emulsificado requerida para sustituir una unidad de espesor de mezcla de asfalto en caliente. Después se aplica la gráfica para HMA sobre base de agregados sin tratar para determinar el espesor de HMA, parte del cual puede ser sustituido por la mezcla de asfalto emulsificado de acuerdo a la relación de sustitución.

Traffic level ESAL	HMA thickness for type I mix (in.)	HMA thickness for type II and type III mixes (in.)
10^4	1	2
10^5	1.5	2
10^6	2	3
10^7	2	4
$> 10^7$	2	5

Tabla 5.17 Espesor mínimo de mezclas de asfalto en caliente sobre bases asfálticas emulsificadas.

A continuación se describen los principales pasos que se deben seguir para utilizar el método del Instituto del Asfalto:

- A.-Diseñar un pavimento completo de HMA para las condiciones apropiadas de tránsito y de subrasante. Proponer unas 2 pulgadas (51mm.) de carpeta y calcular el correspondiente espesor de la base.
- B.-Diseñar un pavimento para las mismas condiciones de tránsito y de subrasante, usando el tipo de mezcla emulsificada que se seleccione.
- C.-Dividir el espesor de base de asfalto emulsificado obtenido en el paso 2, entre el espesor de base del HMA obtenido en el paso 1 para obtener una relación de sustitución.
- D.-Diseñar un pavimento para las mismas condiciones de tráfico y de subrasante, usando la alternativa de HMA sobre una base no tratada.
- E.-Seleccionar una parte del espesor de HMA para ser remplazado por una mezcla de asfalto emulsificado, basado en el mínimo espesor de HMA especificado en la tabla 5.17.
- F.-Multiplicar el espesor obtenido en el paso E (espesor de asfalto emulsificado) por la relación de sustitución determinada en el paso 3 para obtener el espesor de mezcla de asfalto emulsificado requerido.

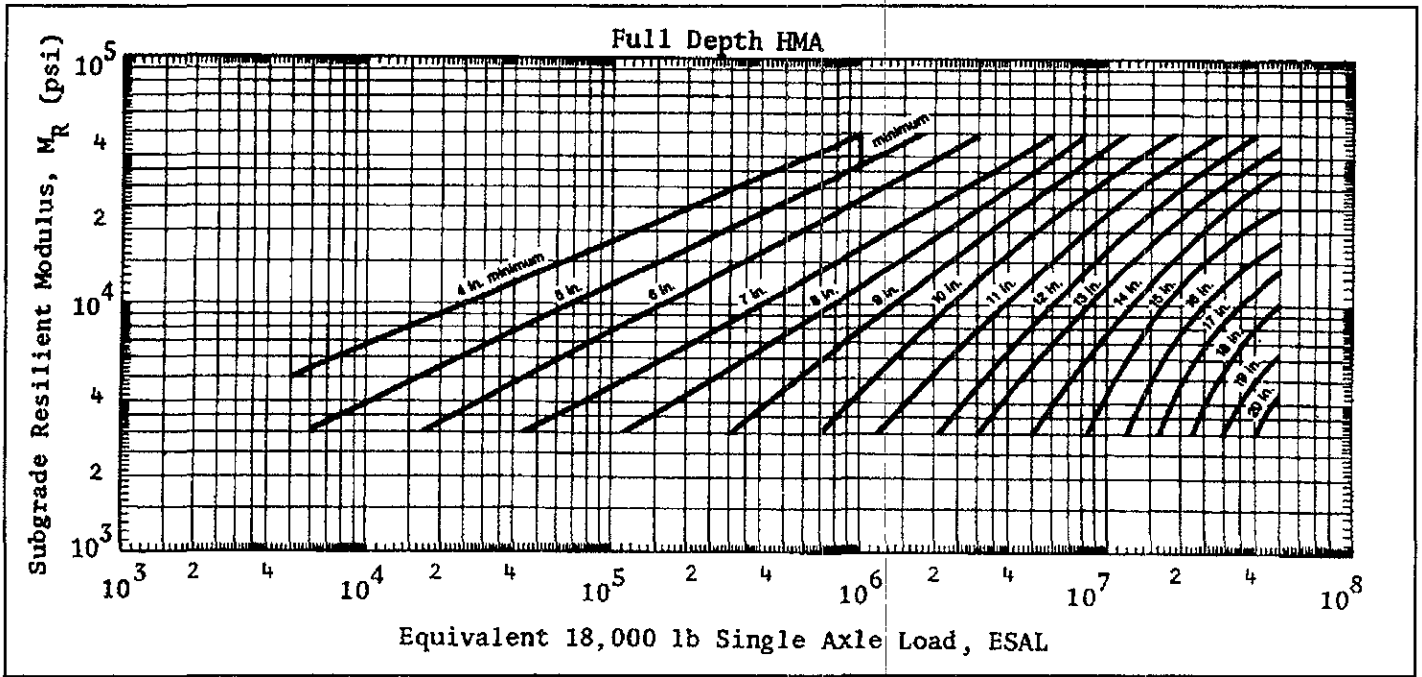


Figura 5.6 Gráfica de diseño de pavimentos completos de mezcla de asfalto en caliente. (1psi = 6.9 kPa, 1 in. = 25.4 mm).

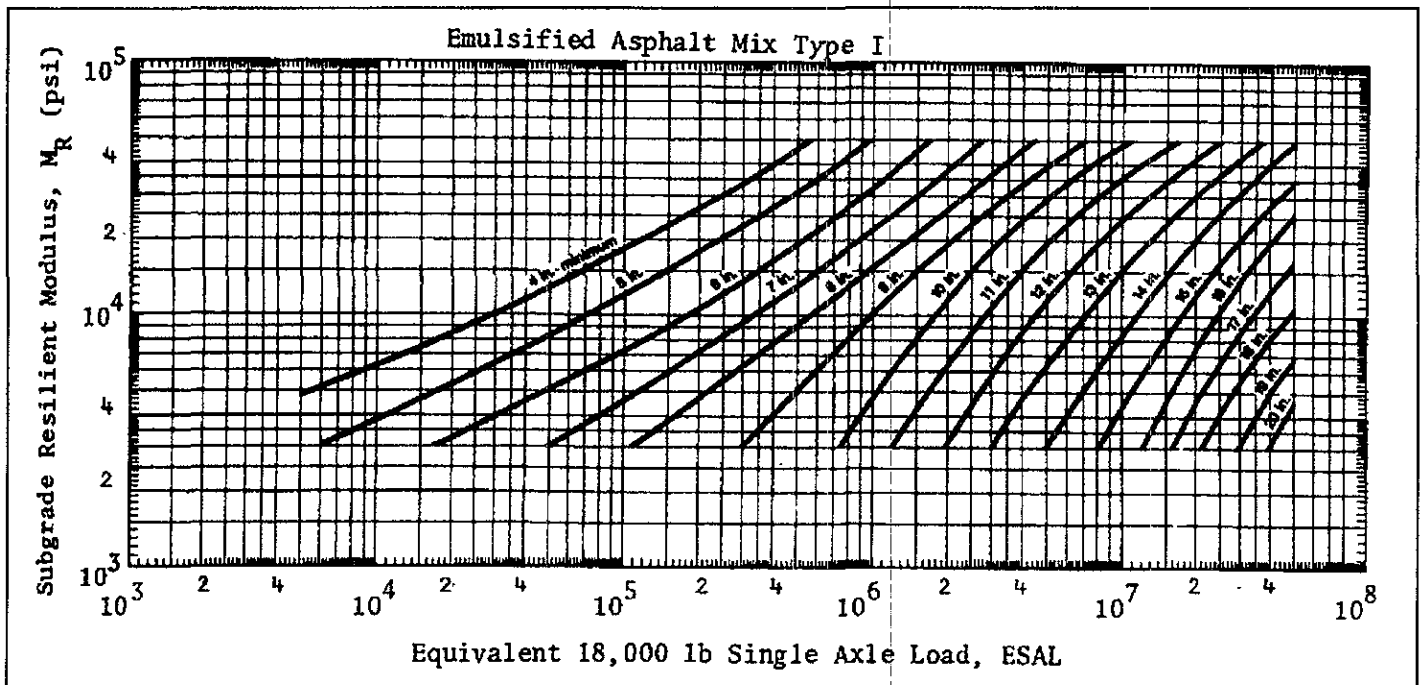


Figura 5.7 Gráfica de diseño para mezcla de emulsión asfáltica tipo I. (1psi = 6.9 kPa, 1 in. = 25.4 mm).

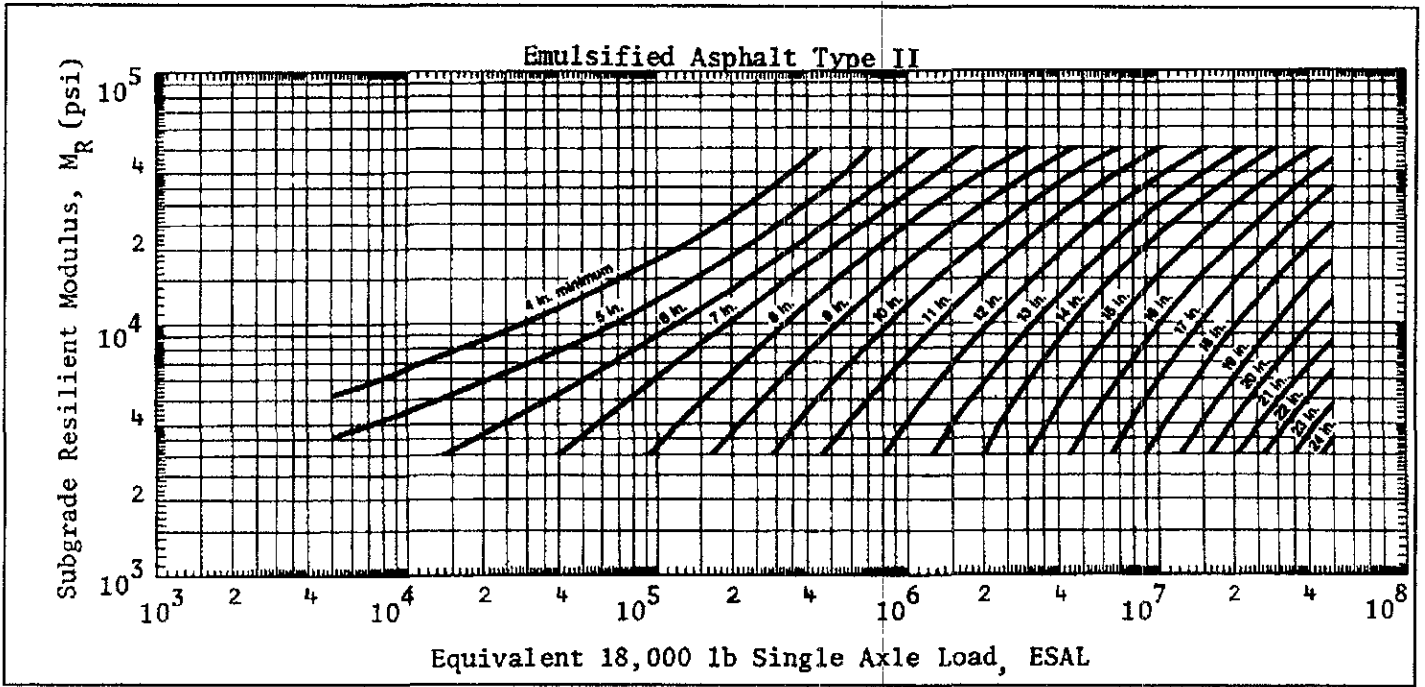


Figura 5.8 Gráfica de diseño para mezcla de emulsión asfáltica tipo II.
(1psi = 6.9 kPa, 1 in. = 25.4 mm).

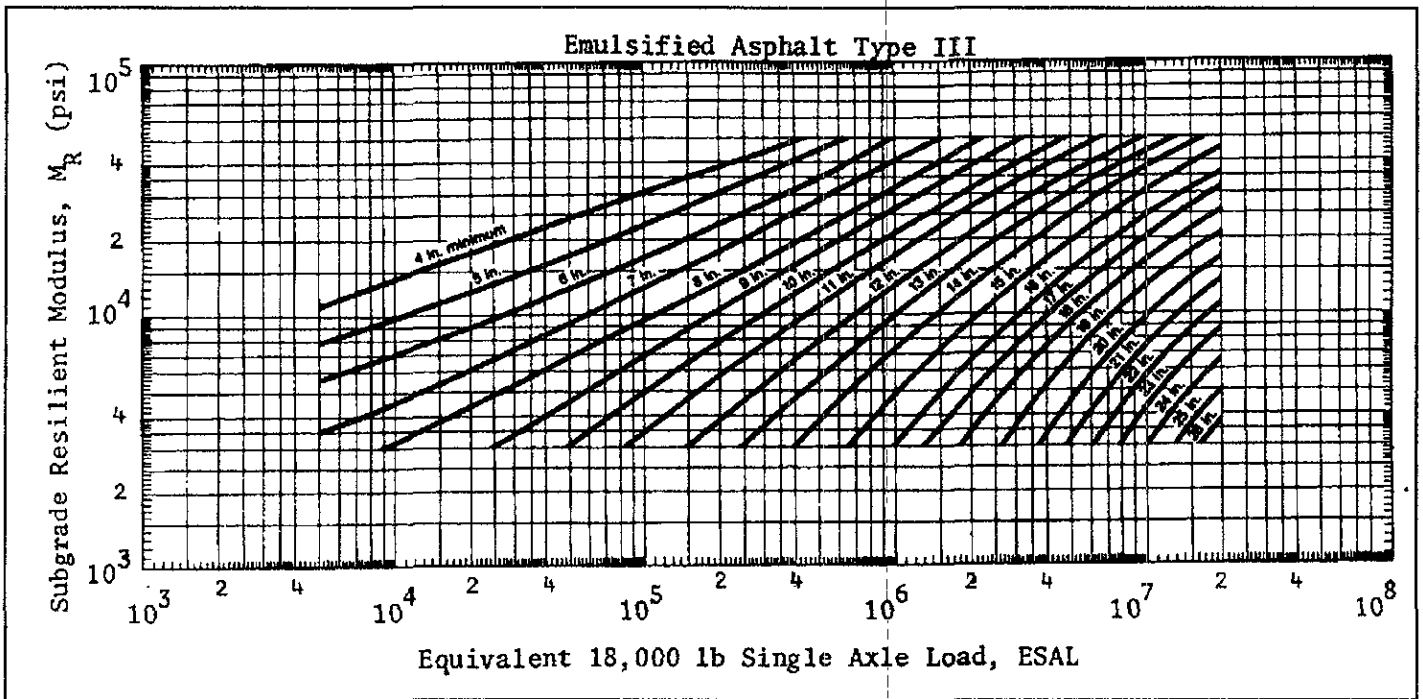


Figura 5.9 Gráfica de diseño para mezcla de emulsión asfáltica tipo III.
(1psi = 6.9 kPa, 1 in. = 25.4 mm).

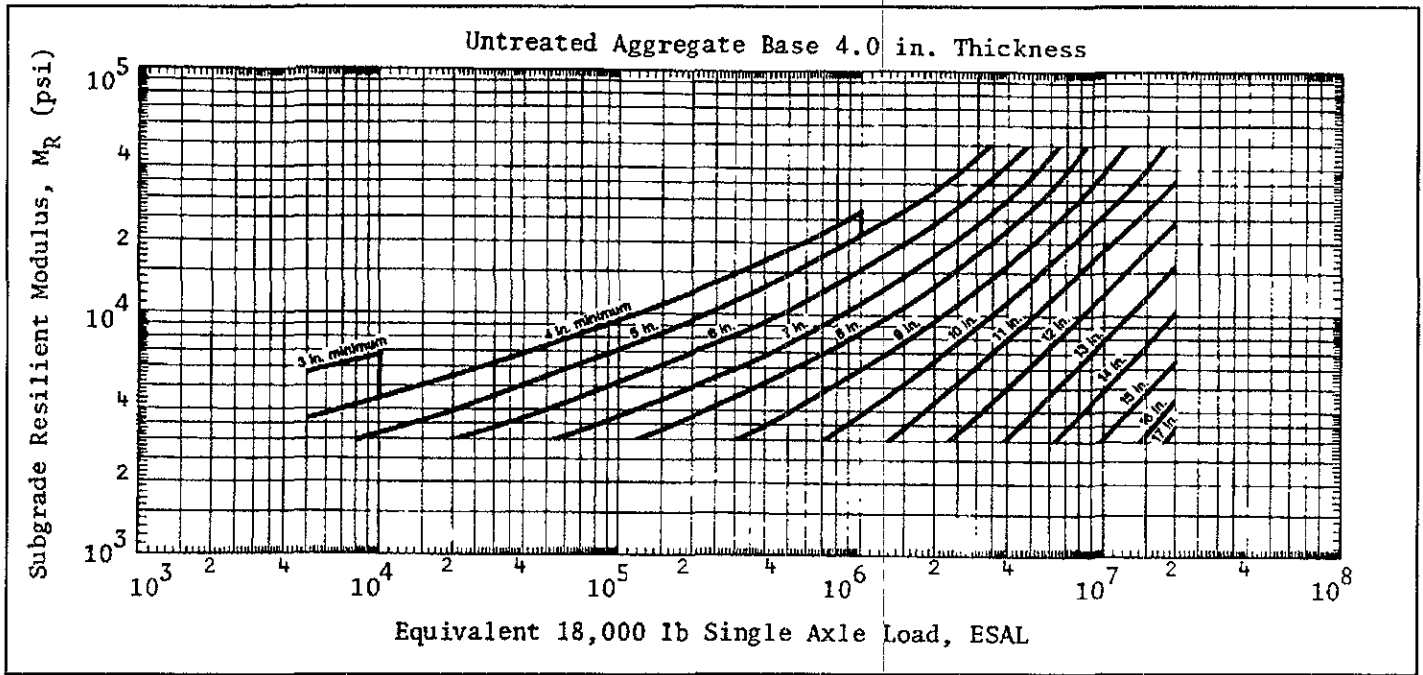


Figura 5.10 Gráfica de diseño para carpetas de HMA sobre base hidráulica no tratada 4 inch. (1psi = 6.9 kPa, 1 in. = 25.4 mm).

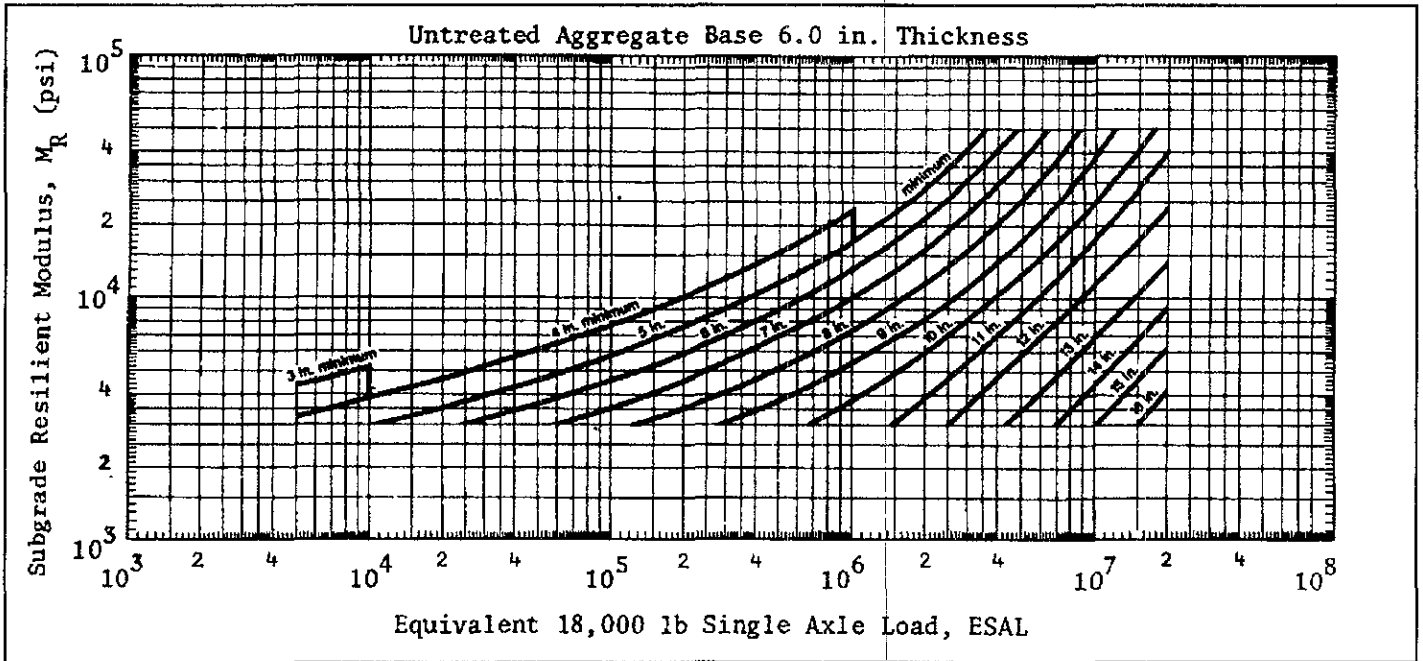


Figura 5.11 Gráfica de diseño para carpetas de HMA sobre base hidráulica no tratada 6 inch. (1psi = 6.9 kPa, 1 in. = 25.4 mm).

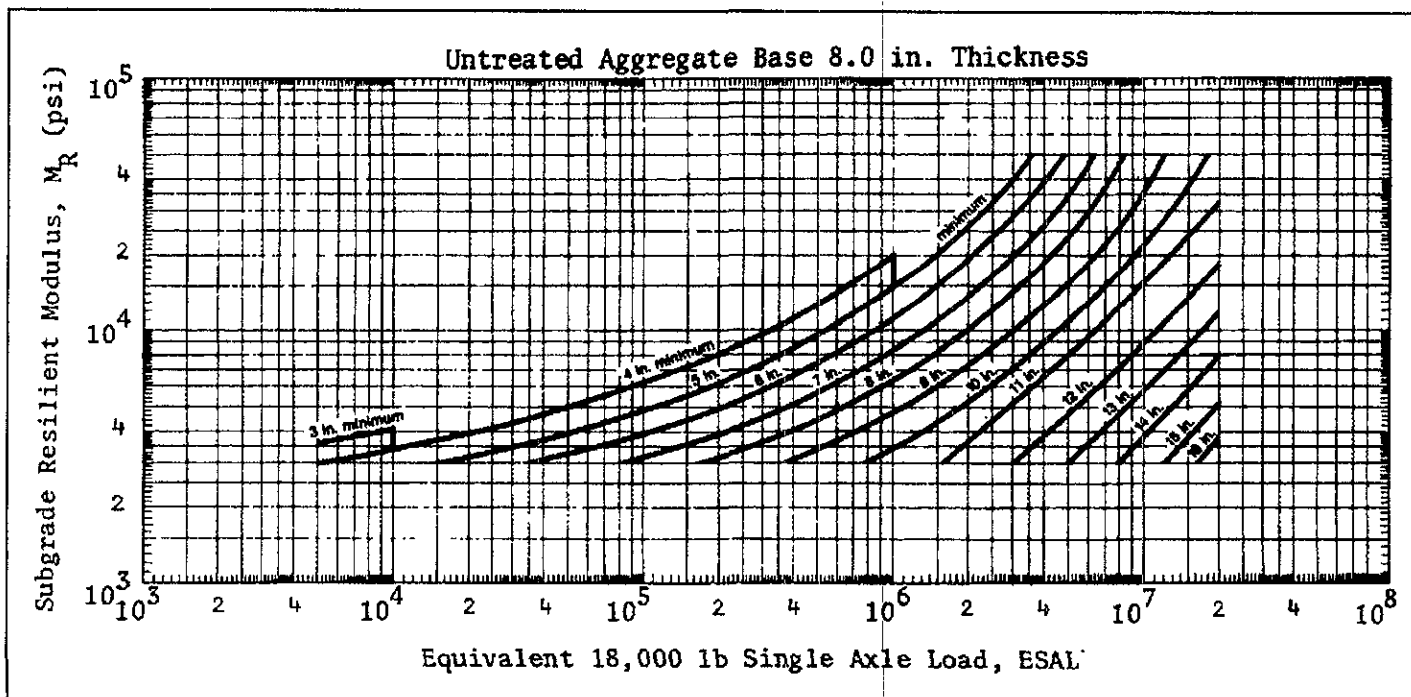


Figura 5.12 Gráfica de diseño para carpetas de HMA sobre base hidráulica no tratada 8 inch. (1psi = 6.9 kPa, 1 in. = 25.4 mm).

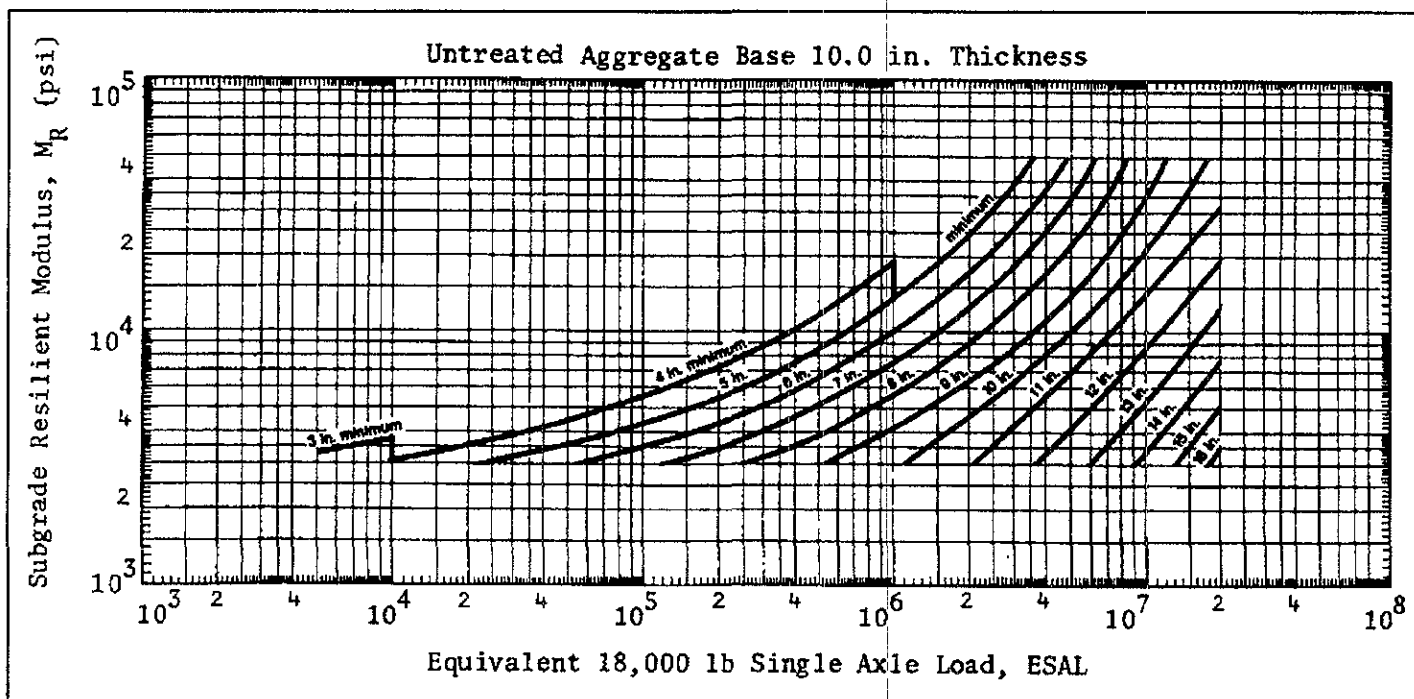


Figura 5.13 Gráfica de diseño para carpetas de HMA sobre base hidráulica no tratada 10 inch. (1psi = 6.9 kPa, 1 in. = 25.4 mm).

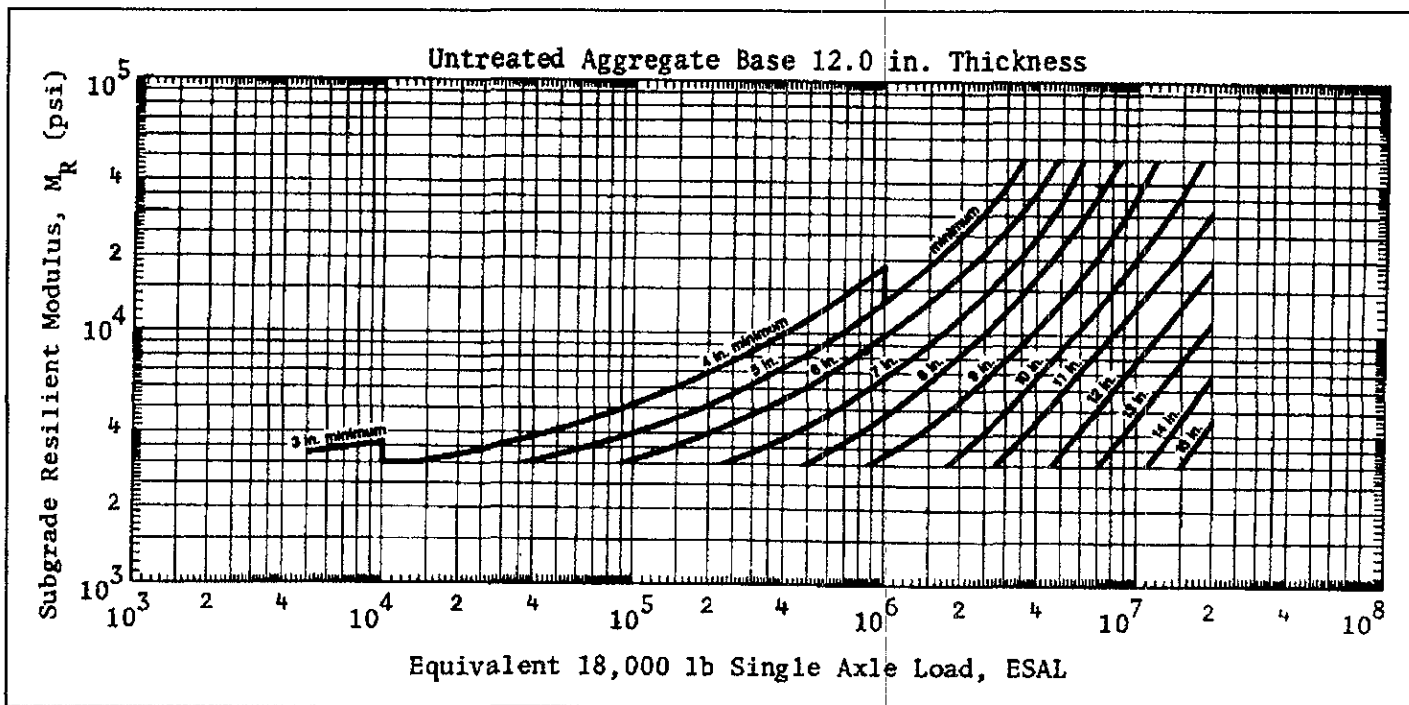


Figura 5.14 Gráfica de diseño para carpetas de HMA sobre base hidráulica no tratada 12 inch. (1psi = 6.9 kPa, 1 in. = 25.4 mm).

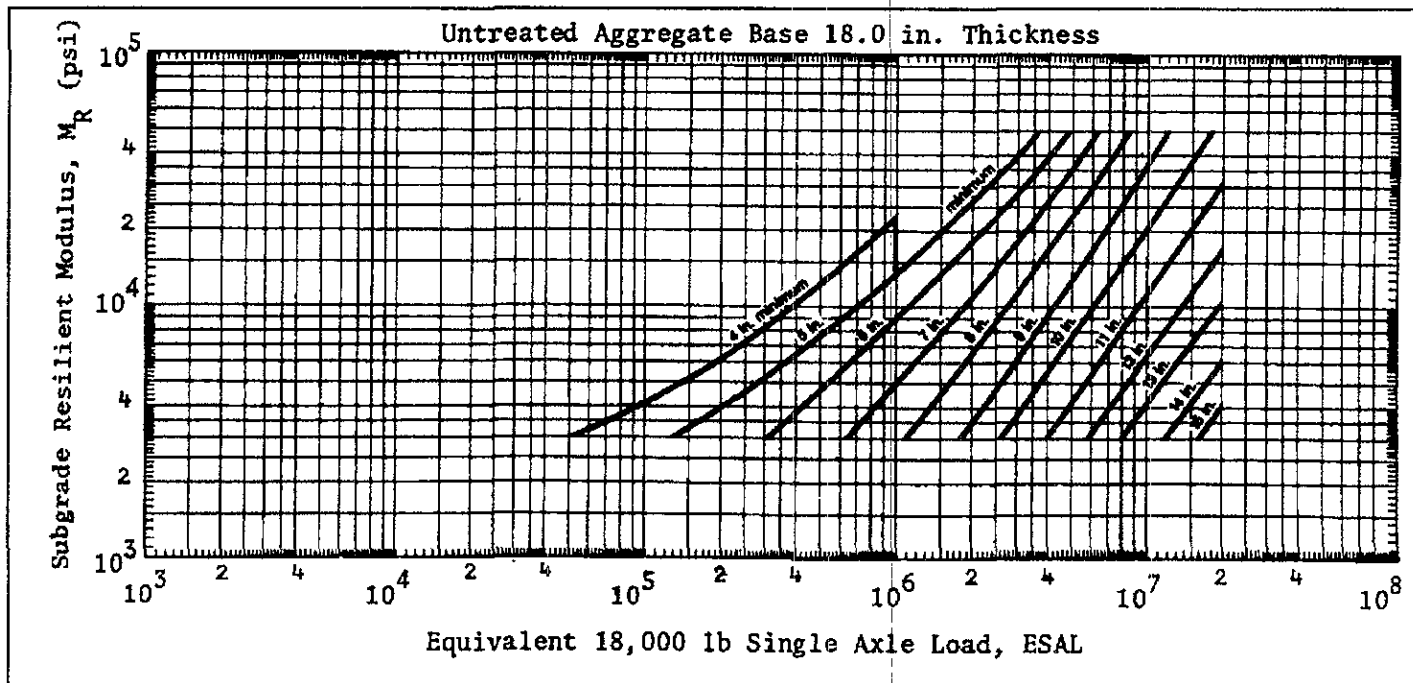


Figura 5.15 Gráfica de diseño para carpetas de HMA sobre base hidráulica no tratada 18 inch. (1psi = 6.9 kPa, 1 in. = 25.4 mm).

CONSTRUCCION POR ETAPAS

La construcción por etapas implica la aplicación sucesiva de capas de HMA de acuerdo con el programa de obra predeterminado. El procedimiento se basa en el concepto de vida remanente, lo cual implica que la segunda etapa será construída antes de que la primera etapa muestre serios signos de mal comportamiento. La construcción por etapas es benefica cuando los recursos son insuficientes para construir un pavimento con un periodo de diseño largo. Esta aproximación es también deseable cuando hay una gran cantidad de incertidumbre en la estimación del tránsito.

El pavimento puede ser diseñado para un tránsito inicial y la siguiente etapa de construcción puede ser diseñada usando proyecciones de tránsito basadas en el tránsito actual.

Finalmente la construcción por etapas permite ubicar zonas débiles que aparecen en el pavimento en la primera etapa para que sean reparadas en la siguiente.

Ahora, si n_1 es el ESAL actual para la etapa 1 y N_1 es el ESAL permisible para el espesor inicial h_1 seleccionado para la etapa 1, la relación de daño Dr al final de la etapa 1 es:

$$Dr = n_1 / N_1 \quad (\text{ec. 5.11})$$

Nótese que Dr debe ser más pequeño que la unidad por que cuando $Dr = 1$ el pavimento falla; por consiguiente la vida remanente en el pavimento existente al final de la etapa es $1 - Dr$.

El espesor obtenido de la gráfica de diseño se basa en un Dr de 1, o sea, sin vida remanente. Para tener algo de vida remanente, el espesor h_1 deberá determinarse de la gráfica de diseño basada en un diseño ajustado del ESAL N_1 , el cual es más grande que el ESAL n_1 , dependiendo de la Dr especificada. Si h_1 se basa en N_1 y

$$N_1 = n_1 / Dr \quad (\text{ec. 5.12})$$

la relación de daño después de N_1 aplicaciones de carga es 1, así que N_1 puede ser considerada para ser el número permisible de aplicaciones de carga. Ya que n_1 es menor que N_1 , la relación de daño también es menor que 1 y puede ser determinada por la ecuación 12.24 de la referencia bibliográfica No.1.

Si n_2 es el ESAL de diseño para la etapa 2 y N_2 es el ESAL permisible ajustado para la etapa 2, el daño ocurrido en esta etapa no deberá exceder la vida remanente, por lo que:

$$n_2 / N_2 = 1 - Dr \quad (\text{ec. 5.13})$$

o

$$N_2 = n_2 / 1 - Dr \quad (\text{ec. 5.14})$$

Nótese que N_2 es un diseño ajustado del ESAL que permite la selección de un espesor h_2 , que soportará el tráfico n_2 y el Dr de la vida remanente; la diferencia entre h_2 y h_1 es el espesor adicional requerido en la etapa 2.

Así pues en un análisis del procedimiento de construcción por etapas, el diseñador requerirá seleccionar un periodo de tiempo para la etapa y la cantidad de daños D_r que habrá durante esa etapa.

Dado D_r y n_1 , el diseño ajustado del ESAL N_1 puede ser calculado por la ecuación 5.12 y usado para la determinación de h_1 . Ahora, dado n_2 y D_r , el diseño ajustado del ESAL N_2 puede ser calculado por la ecuación 5.14 y usado para obtener h_2 .

El manual MS-1 recomienda el uso de 5 a 10 años para la primera etapa, con una relación de daños de un 60% al fin de la etapa.

DISEÑO DEL PAVIMENTO

I. Determinación del ESAL de diseño.

A continuación se describe el procedimiento que sigue el método del Instituto del Asfalto para obtener la sección estructural del pavimento.

Paso 1 y 2.- Para el TDPA (Tránsito Diario Promedio Anual) de 5,680 vehículos diarios en ambos sentidos, y para un porcentaje del 45% de camiones en el carril de diseño, se determina el número total de cada tipo de camión durante el primer año de tráfico de acuerdo con la siguiente clasificación vehicular:

TIPO DE VEHICULO	%	VEHICULOS DIARIOS EN AMBOS SENTIDOS	VEHICULOS EN EL CARRIL DE DISEÑO	VEHICULOS ESPERADOS EN EL CARRIL DE DISEÑO DURANTE EL PRIMER AÑO DE TRAFICO
A	B	C	D	E
A2	60	3,408	1,534	559,910
A'2	22	1,249	562	205,130
B2	6.0	341	153	55,845
C2	6.0	341	153	55,845
C3	4.0	227	102	37,230
T3S2	1.0	57	26	9,490
T3S3	1.0	57	26	9,490
		5,680	2,556	932,940

Donde:

C: $5,680 \times (B/100)$

D: $0.45 \times C$

E: $365 \text{ (días/año)} \times D$

Tabla 5.18 Cálculo del número de vehículos.

Los pasos 3,4 y 5 del procedimiento para obtener el ESAL de diseño se resumen en la tabla 5.19, en la que sólo se emplean datos de los camiones pesados, una tasa de crecimiento anual del 5% y un periodo de diseño de 15 años resultando un factor de crecimiento de 21.58 de la tabla 4.5 .

TIPO DE VEHICULO	EJE	CARGA POR EJE (lb)	TIPO DE EJE	(sólo camiones pesados t. 5.18)	FACTOR DE CAMION EALF	FACTOR DE CRECIMIENTO	ESAL
				E			
B2	F	12,100	1	55,845	0.1965	21.58	236,809.05
	M	0	0	55,845	0	0	0
	R	22,000	1	55,845	2.18	21.58	2'627,194.52
C2	F	12,100	1	55,845	0.1965	21.58	236,809.05
	M	0	0	55,845	0	0	0
	R	22,000	1	55,845	2.18	21.58	2'627,194.52
C3	F	12,100	1	37,230	0.1965	21.58	157,872.70
	M	0	0	37,230	0	0	0
	R	39,600	2	37,230	2.004	21.58	1'610,060.49
T3S2	F	12,100	1	9,490	0.1965	21.58	40,242.06
	M	39,600	2	9,490	2.004	21.58	410,407.58
	R	39,600	2	9,490	2.004	21.58	410,407.58
T3S3	F	12,100	1	9,490	0.1965	21.58	40,242.06
	M	39,600	2	9,490	2.004	21.58	410,407.58
	R	49,500	3	9,490	1.17	21.58	239,609.21
ESAL							9'047,256.40

Donde:

F Frente M Medio R Trasero
 1 Sencillo 2 Tandem 3 Eje triple
 $G = E \times EALF \times F$

Ejemplo de cálculo del factor de camión EALF (Para B2 - F - 12,100 lb, de la tabla 4.1) :

Axle load (lb)	Equivalent axle load factory		
	Single axles	Tandem axles	Tridem axles
11,000	0.1311	0.01008	0.002
12,000	0.189	0.0144	0.003
13,000	0.264	0.0199	0.005

Para la carga por eje de 12,100 lb : $EALF = 0.189 + (0.10(0.264 - 0.189)) = 0.1965$

Tabla 5.19 Cálculo del ESAL.

II. Determinación del módulo de resiliencia de la subrasante M_R .

Tal como se estableció en el método de diseño AASHTO 86 (página 130), los valores del VRS se obtienen a partir de los ensayos de laboratorio. Para ello se ha tomado en cuenta la constitución de los materiales para la capa subrasante y su clasificación SUCS.

Así mismo, para obtener el módulo de resiliencia se utilizará la figura 3.7, la cual muestra un nomograma de correlación para estimar el M_R a partir del valor del VRS (CBR). Así, con un valor de VRS= 17%, el correspondiente de M_R es de 13,700 psi.

III. Determinación del espesor del pavimento

Con los valores determinados de: $M_R = 13,700$ psi ; $ESAL = 9'047,256.40$, y utilizando la alternativa No.1 anteriormente descrita se tiene:

Alternativa 1.- FULL-DEPHT HMA.

Dados los valores de M_R y $ESAL$, entrando a la figura 5.6, se lee un valor de : $ESPESOR = 12.3$ in. = 31.24 cm., el cual incluye a las superficies carpeta, subrasante y base.

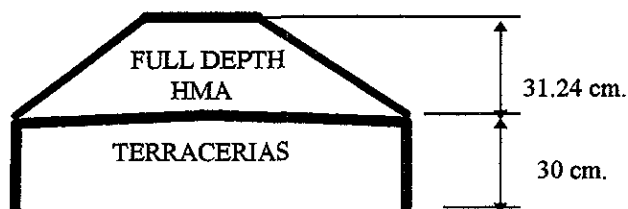


Figura 5.16 Espesores obtenidos para FULL-DEPHT HMA.

el espesor de FULL-DEPHT HMA se puede estructurar incluyendo las capas de carpeta, base, subbase y subrasante, de acuerdo con los factores de equivalencia mostrados en la tabla 5.19a :

CAPAS CONVENCIONALES	FACTOR DE EQUIVALENCIA
Bases asfálticas de arena, mezcladas en planta.	1.3
Bases asfálticas elaboradas con asfáltos líquidos o emulsificados	1.4
Bases granulares de alta calidad (VRS > 100%)	2.0
Bases granulares de baja calidad (VRS > 20%)	2.7

Tabla 5.19a Factores de equivalencia para capas convencionales utilizados para el método del Instituto del Asfalto.

Por lo tanto, si proponemos un espesor de **carpeta de 8 cm.** , cuyo factor de equivalencia es de 1, tendremos $31.24 - 8 = 23.24$ cm. de HMA a sustituir.

Para la base granular de alta calidad, el factor de equivalencia es de 2, por lo tanto una base de **15 cm.** , equivale a 7.50 cm. de HMA, entonces: $23.24 - 7.50 = 15.74$ de HMA a sustituir.

Para la subbase granular adoptamos el factor de equivalencia 2.7, por lo tanto una **subbase de 15 cm.** , equivale a 5.55 cm. de HMA, entonces: $15.74 - 5.55 = 10.19$ de HMA a sustituir.

Por último, el espesor de la subrasante y terracerías resultará de la sustitución de 10.19 cm. de HMA con un factor de equivalencia de 2.7, por lo tanto la **subrasante es de $27.5 \cong 28$ cm.**

Los factores de equivalencia utilizados son los estipulados en la tabla 5.19a.

Por lo tanto los espesores ajustados de las diferentes capas de la estructura quedan de la siguiente manera:

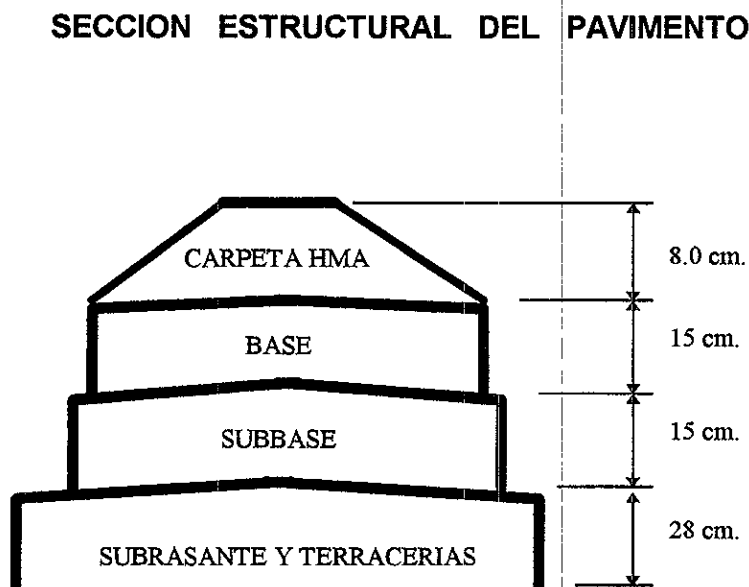


Figura 5.17 Espesores ajustados obtenidos con el método del Instituto del Asfalto para FULL- DEPHT HMA

5.4 METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM

PRINCIPALES CARACTERISTICAS DEL METODO

1. El método fue desarrollado entre 1962 y 1980, para pavimentos flexibles con un criterio teórico primero y después comprobado con experimentación a escala natural tanto en laboratorio como en carreteras típicas.
2. Aplicable principalmente para carreteras en climas tropicales, secos y subtropicales.
3. Considera el comportamiento a fatiga de las diferentes capas que constituyen la carretera.
4. Incluye el criterio de sección estructural de resistencia relativa uniforme.
5. Se realiza un tratamiento probabilístico para establecer niveles de confianza respecto a la falla.
6. Los conceptos aplicados para valuar los coeficientes de daño en términos de esfuerzos a diferentes profundidades toman en cuenta las presiones de contacto y la profundidad de la capa en que se analiza el deterioro.
7. Esta 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.

El modelo matemático empleado en este método para analizar la resistencia de las distintas capas de materiales, considera a la fatiga como la deformación permanente acumulada que lleva a la estructura del pavimento a la falla funcional cuando ha soportado el número de **cargas estándar** especificado para la vida de proyecto. El modelo supone que todas las capas que conforman la estructura del pavimento tienen una resistencia relativa uniforme y que, en caso contrario, la capa con resistencia relativa mínima determina la vida de servicio de la carretera. La **carga estándar** o **eje equivalente** se define como la sollicitación de un eje sencillo de **8.2 toneladas** y llantas con presión de contacto de **5.8 Kg/cm²**.

El modelo matemático se fundamenta en el análisis de los conceptos de capacidad de carga en suelos cohesivos, la teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq y la hipótesis de que en la falla por fatiga existe una relación lineal entre el logaritmo de la resistencia ($\log \Delta q_s$) y el logaritmo del número acumulado de cargas estándar ($\log \Sigma L$).

Lo anterior se puede relacionar mediante la gráfica:

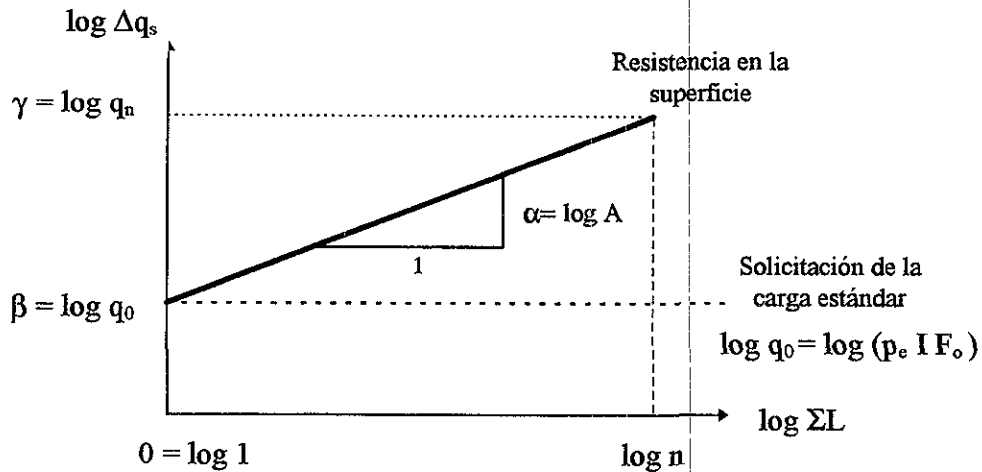


Figura 5.18 Relación entre la resistencia del suelo y el número acumulado de cargas estándar.

Donde p_e , I , F_o son constantes experimentales, por lo que $\log \Delta q_s = \alpha \log \Sigma L + \beta$ o sea que para un material cualquiera, la relación entre resistencia y número de aplicaciones de carga estándar es:

$$\Delta q_s = q_0 (A)^{\log \Sigma L} \quad (\text{ec. 5.15})$$

Para una capa a la profundidad z , el concepto se generaliza multiplicando la resistencia a esa profundidad por el coeficiente de influencia de Boussinesq (F_z):

$$\sigma_z = q_0 (A)^{\log \Sigma L} F_z \quad (\text{ec. 5.16})$$

Donde A es una constante que debe determinarse experimentalmente. El coeficiente de Boussinesq para la profundidad z (F_z), es

$$F_z = 1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} = 1 - (1 + 225/z^2)^{-3/2} \quad \text{Para una carga estándar.} \quad (\text{ec. 5.17})$$

$$F_{z(i)} = 1 - \frac{z^3}{(a_i^2 + z^2)^{3/2}} = 1 - (1 + a_i^2/z^2)^{-3/2} \quad \text{Para una carga } i \text{ cualquiera de radio } a_i. \quad (\text{ec. 5.18})$$

Dado que las carreteras están sujetas a la acción de cargas diferentes en cuanto a magnitud y presión de contacto, es necesario ponderar su efecto multiplicando el número de cargas de cada tipo por su correspondiente coeficiente de daño, con objeto de establecer un patrón de referencia en términos de cargas estándar o equivalentes.

Para obtener el coeficiente de daño d_i , producido por un eje cualquiera de peso P y presión p con relación al eje equivalente, se tiene la expresión:

$$\log d_{(i)} = \frac{\log \sigma_{z(i)} - \log \sigma_{z(eq)}}{\log A} = \frac{\log (p F_{z(i)}) - \log (5.8 F_z)}{\log A} \quad (\text{ec. 5.19})$$

Es importante hacer notar que el coeficiente de daño varía con la profundidad, variación que depende de las características del eje considerado. Así, para ejes sencillos la carga puede caracterizarse por una placa circular de radio a_1 para la cual :

$$a_1 = (1,000 P/2\pi p)^{1/2} \quad (\text{ec. 5.20})$$

Para ejes dobles (tandem) la ecuación anterior sólo es válida para las capas superficiales, donde se supone que cada uno de los ejes del conjunto doble o triple actúa independientemente; pero no para las capas profundas, donde existe interacción entre los esfuerzos producidos por dichos ejes. En este caso se ha determinado empíricamente que el radio equivalente para los ejes dobles es:

$$a_2 = (1,111 P/4\pi p)^{1/2} \quad (\text{ec. 5.21})$$

Para ejes triples el radio equivalente para las capas profundas se establece tentativamente como:

$$a_3 = (1,133 P/6\pi p)^{1/2} \quad (\text{ec. 5.22})$$

En las ecuaciones para obtener los valores de a_1 , a_2 , a_3 , P es la carga total del conjunto de ejes (sencillos, dobles o triples), en ton.; p es la presión de inflado (o de contacto) en Kg/cm^2 ; y a_i el radio en cm.

Para calibrar el modelo se utilizó el valor relativo $\widehat{\Delta q_b}$ de soporte crítico esperado en el lugar, durante la vida de servicio de la carretera (\widehat{VRS}_z), considerándolo como un índice de resistencia del suelo a esfuerzos verticales. Aplicando la definición de VRS (relación ente las resistencias a la penetración de un material determinado y del material estándar), para una deformación de p_b de 2.54 mm se tiene:

$$\widehat{\Delta q_b} = 0.7 \widehat{VRS}_z \quad (\text{ec. 5.23})$$

De este resultado y de acuerdo con la hipótesis de igualdad de las gráficas esfuerzo - deformación de los materiales, la ecuación 5.15 se transforma a:

$$\widehat{VRS}_{z=0} = \widehat{VRS}_0 \left| A \right| \log \Sigma L \quad (\text{ec. 5.24})$$

Donde \widehat{VRS}_0 y A son constantes que deben determinarse experimentalmente, para tomar en cuenta factores no considerados explícitamente.

Si de acuerdo con el modelo teórico se define la falla en términos de deformaciones permanentes de 2.5 cm. o más en el 20% del pavimento, y se supone que la resistencia en la capa crítica referida a la superficie está normalmente distribuída, con media $\widehat{VRS}_{z=0}$ y desviación estándar correspondiente a un coeficiente de variación V , se tiene:

$$\widehat{VRS}_{z=0} = \overline{VRS}_{z=0} (1 - 0.84 V) \quad (\text{ec. 5.25})$$

De acuerdo con lo anterior se hicieron diagramas de dispersión con los pares de valores (ΣL , $\widehat{VRS}_{z=0}$) en ejes coordenados logarítmicos ($X = \log \Sigma L$, $Y_0 = \widehat{VRS}_{z=0}$) y se calcularon las rectas de regresión correspondientes ($Y_0 = AX+B$) y los errores estándar (S_{YX}). Las ecuaciones obtenidas son:

$$\text{Para las bases (} \Sigma L \text{ capas superficiales): } Y_0 = 0.1761 X + 0.8477 \quad (\text{ec. 5.26})$$

$$S_{YX} = 0.12 \\ (\text{desviación estándar})$$

$$\text{Para sub-bases y terracerías (} \Sigma L \text{ capas profundas): } Y_0 = 0.1761 X + 0.8477 \quad (\text{ec. 5.27})$$

$$S_{YX} = 0.1593 \\ (\text{desviación estándar})$$

A partir de un valor $X = \log \Sigma L$, las ecuaciones 5.26 y 5.27 permiten determinar un intervalo de confianza para el valor $Y_0 = \widehat{VRS}_{z=0}$. Suponiendo que el error está normalmente distribuido y S_{YX} es un estimador de su desviación estándar, el límite superior del intervalo de confianza que interesa para fines de diseño está dado por una expresión del tipo

$$Y_0 = \alpha X + \beta + US_{YX}$$

De acuerdo con las ecuaciones 5.26 y 5.27 las expresiones de diseño son:

Para las bases (ΣL capas superficiales): $Y_0 = 0.1761 X + B_1$ (ec. 5.28)

$$B_1 = 0.8477 + 0.12 U$$

Para subbases y terracerías (ΣL capas profundas): $Y_0 = 0.1761 X + B_2$ (ec. 5.29)

$$B_2 = 0.4547 + 0.1593 U$$

Se observa que cada una de las expresiones anteriores constituye una familia de ecuaciones de diseño cuyo parámetro (B_1 ó B_2) depende del nivel de confianza Q_u elegido.

Si las ecuaciones 5.28 y 5.29 se expresan en función del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo a la profundidad z , se obtiene la ecuación general de diseño:

$$\widehat{VRS}_z = \widehat{VRS}_0 (1.5)^{\log \Sigma L} F_z \quad (\text{ec. 5.30})$$

Resolviendo para z

$$z = 15 [(1 - F_z)^{-2/3} - 1]^{-1/2} \quad (\text{ec. 5.31})$$

Donde

$$F_z = \frac{\widehat{VRS}_z}{\widehat{VRS}_0 (1.5)^{\log \Sigma L}} \quad (\text{ec. 5.32})$$

La duración del pavimento queda limitada por la falla de la capa con resistencia relativa mínima (capa crítica) y puede calcularse con la expresión:

$$\log \Sigma L = \frac{1}{0.1761} (\log \widehat{VRS}_z - \log \widehat{VRS}_0 - \log F_z) \quad (\text{ec. 5.33})$$

En las ecuaciones anteriores:

\widehat{VRS}_z : estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo, igual a $VRS_z (1 - 0.84V)$.

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. igual a $\sum_{y=1}^n a_i D_i$

$a_1 = 0$ para carpeta de riegos.

$a_2 \leq 2$ para carpeta de concreto asfáltico

$a_i = 1$ para materiales estabilizados mecánicamente en bases, sub-bases y terracerías ($i \geq 2$).

F_z : coeficiente de influencia de Boussinesq para $a = 15$ cm.

\widehat{VRS}_0 : constante experimental, igual a 10^B

Para las bases $B_1 = 0.8477 + 0.12 U$

Para sub-bases y terracerías $B_2 = 0.4547 + 0.1593 U$

U: es la abscisa de la distribución normal estándar para un nivel de confianza Q_U .

VARIABLES DE DISEÑO

Es difícil pretender determinar de manera exacta las variables de diseño, sobre todo porque éstas deben predecirse a lo largo del tiempo y del espacio, sin embargo es necesario identificar los factores más relevantes del problema, así como la variación que se espera puedan tener, con la finalidad de fijar valores adecuados para el proyecto.

Entre las diferentes variables que intervienen en el diseño de un pavimento flexible se encuentran:

1. **Estructurales:** consideran las características de cada una de las capas que conformarán el pavimento como espesores, resistencia y deformabilidad.
2. **De carga:** se refieren a los efectos producidos por el tránsito que utilizará el camino, generalmente el tránsito mezclado se transforma en tránsito equivalente en ejes sencillos, mediante factores teóricos. Son importantes los datos de tránsito (TDPA, tasa de crecimiento, distribución por tipo de vehículo) y la vida útil del pavimento antes de que la carretera requiera reconstrucción, para lo cual deberá definirse el criterio de falla del pavimento: a) Deformaciones permanentes de 2.5 cm o más en el 20 % del pavimento, b) deflexión elástica alta que produzca agrietamientos importantes, etc.
3. **De clima y condiciones regionales:** están relacionadas con las características geológicas de los materiales que constituirán el pavimento y que se encuentran en el sitio, además de factores como la temperatura, precipitación, nivel freático, topografía, etc.
4. **De conservación:** se relacionan con el mantenimiento que se espera dar al camino. El proyecto debe fijar el tipo de conservación requerido, tanto para fines del costo de la solución como para establecer los parámetros de resistencia de los materiales.
5. **Comportamiento:** se refiere a la respuesta del pavimento a las solicitaciones del conjunto de factores como son: al tránsito de proyecto, a las características estructurales y de resistencia de los materiales, a las variables accidentales, al tipo de conservación y al momento en que se presente la falla funcional. La falla funcional se presenta cuando el índice de servicio actual o la escala de la calificación media de los usuarios del camino, es menor de 2.5 en la escala de cero a 5.

El argumento más significativo del método de diseño es la resistencia, por tanto, deben estudiarse con el mayor cuidado posible tanto su valor medio como su intervalo de variación. La falta de precisión en la estimación de esta variable representa la mayor incertidumbre respecto al comportamiento del pavimento resultante.

LINEAMIENTOS GENERALES PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS DE DISEÑO

El criterio de diseño permite considerar explícitamente tres variables, mismas que intervienen en la ecuación 5.30 : resistencia esperada en el campo \widehat{VRS}_z , número de aplicaciones de carga producidas por el tránsito ΣL y el nivel de confianza Q_u establecido de inicio, al fijarse este nivel de confianza, queda definido el valor de VRS_0 . Por lo tanto la confiabilidad del diseño resultante dependerá de la precisión con que puedan estimarse las variables de resistencia y tránsito.

Resistencia

Por razones de aplicación práctica se utiliza el valor relativo de soporte crítico \widehat{VRS}_z para estimar la resistencia de las bases, subbases y terracerías, donde:

$$\widehat{VRS}_z = \overline{VRS} (1 - 0.84 V).$$

\overline{VRS} : valor relativo de soporte esperado en el campo bajo condiciones medias.

V : coeficiente de variación del VRS en el campo que incluye la incertidumbre debida a los factores indicados .

0.84 : coeficiente para un nivel de confianza de 80 por ciento en la estimación del \widehat{VRS}_z .

Para estimar la resistencia del diseño se sugiere lo siguiente:

1. Zonificar la carretera realizando las pruebas necesarias que permitan tener 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.
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. El método de diseño del pavimento permite utilizar la información que durante largo tiempo ha recopilado el Laboratorio de Investigación de Transporte de Carreteras de Inglaterra (TRRL), la cual describe tres condiciones climatológicas y geotécnicas representativas (Categoría I, II y III).

La humedad de equilibrio en subrasantes y terracerías es uno de los principales factores para determinar el \widehat{VRS}_z crítico en el lugar; su estimación requiere conocer las características climatológicas y geotécnicas, estructuración y diseño geométrico de la carretera, y tener experiencia regional suficientemente documentada.

Debe destacarse que los métodos que sugiere el (TRRL) para determinar el contenido de agua de la subrasante, se basan en la suposición de que el pavimento de la carretera es virtualmente impermeable. Si se emplean materiales permeables o los niveles freáticos son someros y/o las condiciones climáticas permiten mantener altos niveles freáticos las subrasantes pueden saturarse, en estos casos el VRS debe estimarse mediante pruebas saturadas.

3. Realizar las pruebas de laboratorio necesarias que reproduzcan dentro de lo posible las condiciones reales del comportamiento en campo. Se sugiere cubrir un intervalo amplio, con objeto de observar tendencias generales relacionadas con los cambios en el VRS de los materiales, al variar los pesos volumétricos secos y los contenidos de agua.
4. **Resistencias críticas mínimas en subrasantes.** Deben obtenerse de las pruebas de laboratorio para materiales representativos de tramos homogéneos.
5. Considerar la variabilidad de la resistencia de los materiales en el camino, ya que ésta no sólo depende de la variación de las características del material, sino también de la heterogeneidad en la construcción, conservación y condiciones de drenaje. Estos estudios se pueden simplificar mediante la zonificación y manejo estadístico de los datos.
6. **Bases estabilizadas mecánicamente por compactación.** Cabe destacar que existe compatibilidad del concepto de resistencia crítica VRS_z con los valores mínimos especificados para las pruebas de calidad, de tal forma que la prueba de calidad puede indicar que VRS_z es 100 como mínimo, en tanto que el valor crítico para diseño estructural $VRS_z = VRS (1 - 0.84 V)$ pudiera ser inferior al mínimo especificado en dicha prueba cuya finalidad es diferente; o bien que un material tenga aparentemente un VRS_z adecuado, pero que no cumpla requisitos de especificaciones como granulometría. Para bases estabilizadas mecánicamente por compactación, su coeficiente de equivalencia estructural es igual a 1 ($a_2 = 1$). Para fines de diseño, el VRS_z no debe exceder de 120, ya que se obtienen espesores equivalentes de carpeta (D_1) muy delgados.
7. **Subbases estabilizadas mecánicamente por compactación.** Una de las funciones principales de las subbases es actuar como capa drenante cuando se requiera. Para fines de diseño estructural del pavimento, el VRS_z de la subbase se limita a 20, de manera que se garantice un espesor equivalente de carpeta más base (Z_2) adecuado. El coeficiente de equivalencia estructural es igual a 1 ($a_3 = 1$).
8. **Terracerías.** Los materiales empleados en estas capas son similares en muchos casos a los del suelo de cimentación y están sujetos a variaciones significativas de resistencia por cambios en el contenido de agua. La estimación adecuada del valor de diseño de las terracerías constituye el principal problema del proyecto estructural y afecta en alto grado la economía de la obra.

El intervalo de resistencias utilizado para diseño de espesores fluctúa entre 2 y 20 por ciento del valor relativo de soporte crítico. Para VRS_z menores de 2, se sugiere analizar el proyecto tomando en cuenta aspectos complementarios a los considerados en el modelo teórico, a fin de establecer requisitos que eviten

problemas de consolidación, expansión o deflexiones excesivas. En cambio, cuando el valor es mayor de 20, el método utiliza este valor como máximo admisible para calcular el espesor mínimo equivalente de base más carpeta (Z_2). El coeficiente de equivalencia estructural es igual a 1 ($a_i = 1$, donde $i \geq 4$).

9. **Material estabilizado con ligantes.** El método mantiene el concepto de espesor equivalente ($Z_i = \sum a_i D_i$) para analizar casos particulares de capas estabilizadas con diferentes agentes. Para capas de materiales estabilizados con cal, cemento o asfalto, situados a diferentes profundidades, el concepto de coeficiente de equivalencia estructural tiene limitaciones, ya que la eficiencia del material dependerá de sus características y de su ubicación en la estructura. Para casos especiales, se pueden emplear coeficientes de equivalencia deducidos de experiencias en otros lugares; sin embargo, al aplicar estos factores deberá hacerse un análisis previo para estudiar la compatibilidad de la información con el criterio que se utiliza en este método de diseño.
10. **Carpetas.** La resistencia de las carpetas asfálticas debe ser suficiente para soportar los esfuerzos de tensión producidos por el tránsito, además de las condiciones climáticas de la región.

Debido a las altas temperaturas que presentan las carpetas asfálticas del país, se recomienda un coeficiente de equivalencia estructural igual o menor de 2 para este material ($a_1 \leq 2$), ya que el módulo de rigidez de estos materiales disminuye considerablemente a las temperaturas usuales registradas. En carpetas de uno o dos riegos se considera un coeficiente de equivalencia estructural ($a_1 = 0$).

En caso de emplear mezclas asfálticas hechas en el camino, se recomienda diseñar y controlar cuidadosamente su construcción para evitar problemas de inestabilidad en esa capa, así como un acabado irregular que las pueda colocar en niveles de servicio cercanos al rechazo, prácticamente desde su apertura al tránsito. Cuando las condiciones anteriores no pueden cumplirse, es preferible emplear carpetas de uno o dos riegos, bien controlados, si se cuenta con bases de muy buena calidad y el tránsito no es excesivo, o bien construir la carpeta con mezcla asfáltica hecha en planta.

La experimentación actual en pavimentos con tránsito del orden de dos millones de ejes estándar muestra que cuando la base está formada de piedra triturada de buena calidad y su contenido de finos no es excesivo (menos del 10%), el comportamiento de pavimentos con carpetas delgadas de concreto asfáltico, o riegos de sello es satisfactorio y corresponde al previsto en el modelo desarrollado para éste método de diseño.

11. **Tránsito.** Está considerado dentro del modelo matemático por la variable ΣL o número de aplicaciones de carga estándar previsto al término del plazo de análisis: para su cálculo se emplea:

$$\Sigma L = (TDPA) (C_D) (C_T) \sum_{i=1}^P C_i (W_i \Sigma d_m + (1 - W_i) \Sigma d_v) \quad (\text{ec. 5.34})$$

donde:

C_i : proporción de cada tipo de vehículo (i) en la composición del tránsito.

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 más 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, donde:

$$CT = 365 \sum_{i=1}^n (1+r)^{i-1} = 365 \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad (\text{ec. 5.35})$$

d_m : coeficiente de daño del vehículo tipo (i) cargado.

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 vehículo (i).

ΣL : número de aplicaciones de carga estándar producidas por p 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, calculados como se indicó anteriormente. Existen tablas con coeficientes de daño por eje (d) y por vehículo (Σd), a varias profundidades, para los vehículos autorizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, considerando que los efectos de capa profunda ocurren de 30 cm en adelante. Estas tablas deberán de utilizarse para definir los coeficientes que se emplearán en el modelo matemático.

Como los coeficientes de daño varían con la profundidad, también varía el tránsito equivalente (ΣL), en problemas de diseño no se conoce, a priori, 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 se elija, 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 que no se incluyan dentro de los autorizados por la S.C.T., o cuando se quiera afinar el cálculo de ΣL , pueden realizarse iteraciones para cada una de las capas del pavimento, suponiendo primero una profundidad para la capa en estudio y calculando ΣL a esa profundidad, y pasar al diseño con el ΣL obtenido, verificando si la profundidad supuesta coincide con la calculada; en caso contrario, se repiten los cálculos hasta que la profundidad supuesta y la calculada coincidan con la precisión deseada.

Por otra parte, se sugiere determinar los coeficientes de daño con cargas reales de vehículos. En ausencia de información pueden considerarse los pesos y cargas dados en tablas de los manuales de S.C.T. para condiciones de carga extremas.

12. **Nivel de confianza.** El nivel de confianza respecto a la falla incluido en el modelo matemático del método del Instituto de Ingeniería, permite modificar las expresiones para diseño (ecuaciones 5.30 a 5.33). Como se definió anteriormente, el valor de \widehat{VRS}_0 depende del nivel de confianza elegido por el diseñador.

Aunque teóricamente el nivel de confianza puede variar en forma continua de 0 a 1, por fines prácticos el método considera el uso de nomogramas de diseño entre 0.5 y 0.9 únicamente, los cuales cubren todas las opciones necesarias 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 diseñador debe tomar en cuenta el tipo e importancia de la carretera, los procedimientos y el control de construcción, el tipo de conservación previsto y el riesgo que se quiera aceptar.

13. **Normas de calidad y requisitos mínimos.** Los materiales y procedimientos de construcción deben cumplir los requisitos mínimos de calidad especificados por la S.C.T. Además, las variaciones previstas tanto en calidad de materiales como de construcción deben hacerse 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, de la manera que se describió anteriormente.

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 ($a_i D_i$) considerado en este criterio de diseño es el que resulte mayor de:

- ✓ 8 cm. para carpeta de concreto asfáltico, o 10 cm. para cualquier otra capa.
- ✓ 15 cm. para capa de base, si la carpeta es de riego de sello.
- ✓ El espesor correspondiente a un $VRS_z = 20$, para espesor combinado de base y carpeta (Z_2).
- ✓ El que fije el diseñador de acuerdo con las condiciones particulares de la carretera.

Por otra parte, el criterio de diseño \widehat{VRS}_z no es factible para $\widehat{VRS}_z < 2$. Para capas de base deberá considerarse un \widehat{VRS}_z máximo de 120 para fines de diseño de espesor de carpeta; valores mayores pueden dar por resultado carpetas demasiado delgadas para el tránsito considerado. Cuando se disponga de materiales de base con $VRS > 120$, el proyecto deberá limitarse a ese valor.

DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO PARA LA APLICACION DEL METODO.**Terracerías y capa subrasante.**

En los subtramos donde se construirá el pavimento nuevo, las terracerías y capa subrasante se conformarán con el terreno natural, que de acuerdo con los reportes de laboratorio, registran un VRS crítico o de diseño calculado del 17%.

En los subtramos en los que existen las ampliaciones de concreto hidráulico, las terracerías y la capa subrasante están conformadas por el terreno natural, que de acuerdo con los reportes de laboratorio, registran un VRS crítico o de diseño calculado también del 17%.

Para fines de diseño estructural del pavimento, el VRS_z de la subbase se limita a 20, de manera que se garantice un espesor equivalente de carpeta más base (Z_2) adecuado.

Pavimento.

En los subtramos donde se construirá pavimento nuevo, la capa de subbase será conformada con material de banco, el cual deberá cumplir con un VRS mínimo de 50%, por lo que para el diseño, se tomará este valor, el cual incluye el coeficiente de variación; conviene destacar que si la alternativa elegida es con pavimento rígido, la subbase deberá cumplir con estos requisitos.

La capa de base hidráulica será construída con material de banco, el cual deberá cumplir con un VRS mínimo de 100%, por lo que para el diseño, se tomará este valor, el cual incluye el coeficiente de variación.

En los subtramos de ampliaciones existentes con pavimento rígido, no se cuenta con capa alguna entre la subrasante y la losa. Las losas de concreto hidráulico en estas ampliaciones tienen espesores que varían entre 12 y 16 cm.

Tránsito.

De acuerdo con los aforos realizados, el tránsito estudiado que utilizará la vía al ampliarse y modernizarse, se cuantificó con un TDPA de 5,680 vehículos diarios en ambos sentidos, estimando la tasa de crecimiento anual en 5.0%, con la clasificación vehicular siguiente:

TIPO DE VEHICULO	A2	A'2	B2	C2	C3	T3-S2	T3-S3
%	60.0	22.0	6.0	6.0	4.0	1.0	1.0

Con los parámetros de diseño anteriores, en particular con los diferentes tipos de vehículos obtenidos mediante los aforos de tránsito, se pueden calcular los coeficientes de daño según las ecuaciones que se indicaron anteriormente o con ayuda de la figura 5.19.

Se considerará la condición más desfavorable para la determinación de los coeficientes de daño por tipo de vehículo, es decir cuando todos los vehículos transitan por el camino totalmente cargados.

Para estimar estos coeficientes de daño se pueden utilizar, además de las ecuaciones y la figura 5.19, las tablas de la 5.20 a la 5.26 que previamente han sido elaboradas por el Instituto de Ingeniería y que relacionan los coeficientes de daño más usuales, dichas tablas comprenden una gran variedad de vehículos que incluyen a los automóviles (A2), los camiones ligeros (A'2), los autobuses (B2, B3, B4), los camiones pesados (C2, C3, C4) y los tractocamiones con semiremolque sencillo o doble con las combinaciones de ejes más utilizadas por los autotransportistas de la República Mexicana y que se encuentran autorizados por la S.C.T. En las siguientes páginas se muestran las tablas que se utilizaron para obtener los coeficientes de daño para el diseño del pavimento que nos ocupa.

Con los coeficientes de daño determinados, con la composición vehicular obtenida de los aforos que se realizaron en campo y con las proyecciones de incremento vehicular realizadas, se construye la tabla de cálculo 5.27 en la cual además se deben de incluir parámetros de diseño como el TDPA de diseño, los años de servicio esperados para el nuevo camino, el porcentaje de vehículos pesados en el carril de proyecto y el coeficiente de acumulación de tránsito C_T al cabo de los 15 años de operación, con una tasa de incremento anual de tránsito que se calculó con un valor de 5%.

El coeficiente C_T puede calcularse con la ecuación 5.35 ó mediante la ayuda de la figura 5.20 que representa la solución de la ecuación.

Como resultado de los cálculos realizados en la tabla 5.27 se obtiene el número de ejes equivalentes que se espera incidan en cada capa de la estructura del pavimento. Con estos valores y con ayuda de la figura 5.21, para el nivel de confianza que se estableció desde el inicio como $Q_v = 0.9$, se obtienen los espesores en grava equivalente sobre cada capa de la estructura del pavimento, posteriormente se analizan estos valores y se determina el espesor final propuesto para cada capa.

A continuación se muestran los resultados obtenidos:

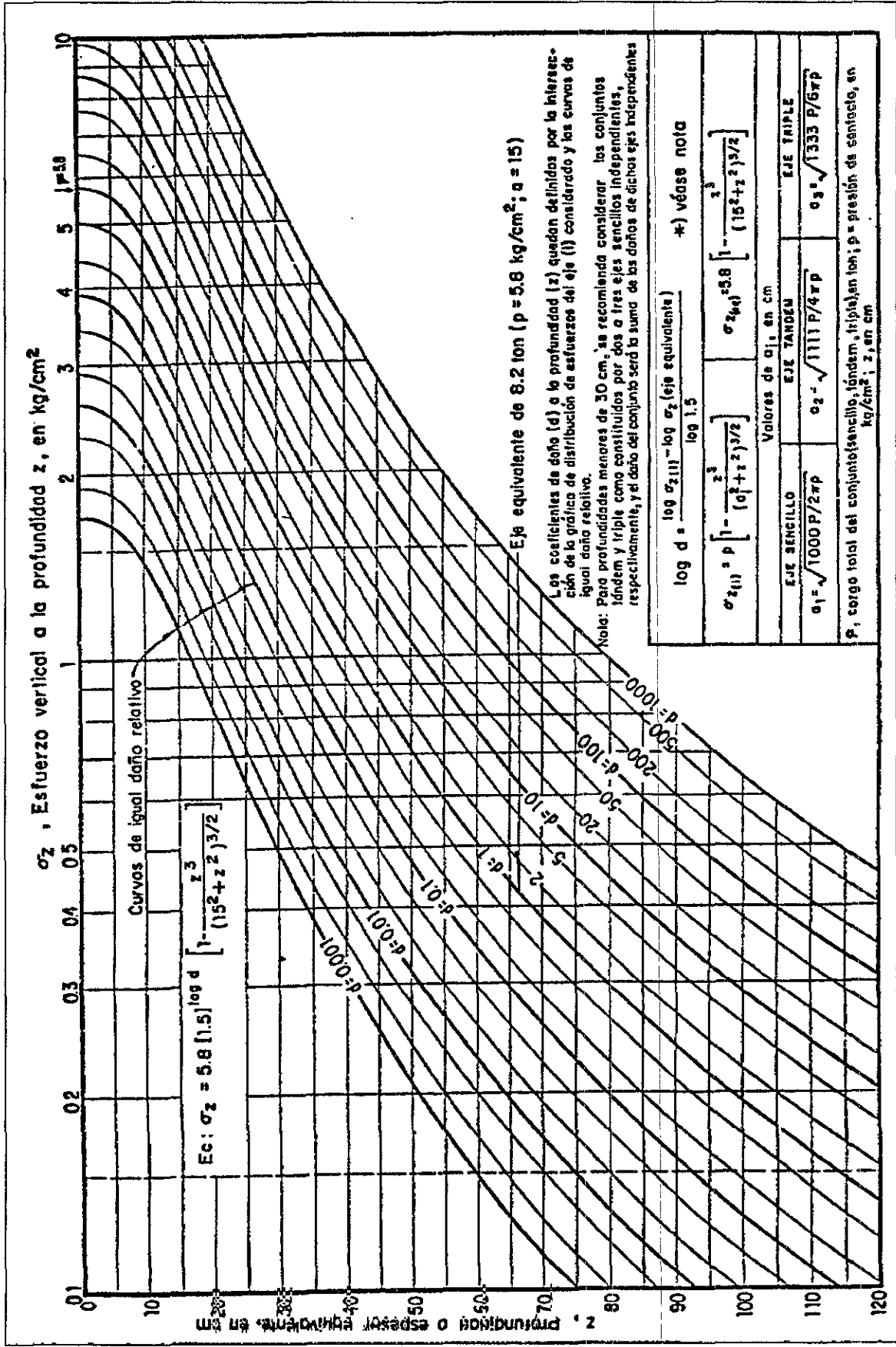


Figura 5.19 Determinación de los coeficientes de daño.

A2 Automóvil

	Peso, en Ton.		p, Kg/cm ²	+dm = Coeficiente de daño bajo carga máxima			dv = Coeficiente de daño vacío				
	+ Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
1 *	1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
2 *	1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
Camino A, B y C	Σ	2.0	1.6	0.004	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000

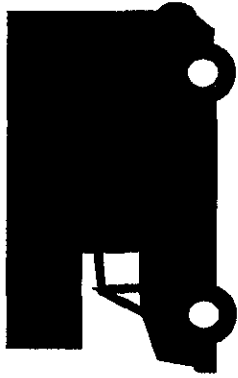
+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, S.C.T.", México, D.F., 1978.

* Eje sencillo.

** Eje tandem.

*** Eje triple.

Tabla 5.20 Coeficientes de daño para vehículos tipo A2.



A'2 Camión ligero, con capacidad de carga hasta de 3 ton.

3.90 m

	Peso, en Ton.		p, Kg/cm ²	+dm = Coeficiente de daño bajo carga máxima			dv = Coeficiente de daño vacío				
	+ Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
1 *	1.7	1.3	4.6	0.268	0.003	0.000	0.000	0.268	0.001	0.000	0.000
2 *	3.8	1.2	4.6	0.268	0.061	0.023	0.015	0.268	0.001	0.000	0.000
Camino A, B y C	Σ	5.5	2.5	0.536	0.064	0.023	0.015	0.536	0.002	0.000	0.000

+ 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, S.C.T.", México, D.F., 1978.

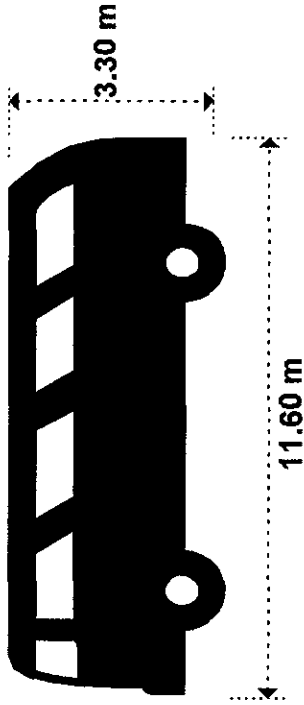
* Eje sencillo.

** Eje tandem.

*** Eje triple.

Tabla 5.21 Coeficientes de daño para vehículos tipo A'2.

B2 Autobus de dos ejes.

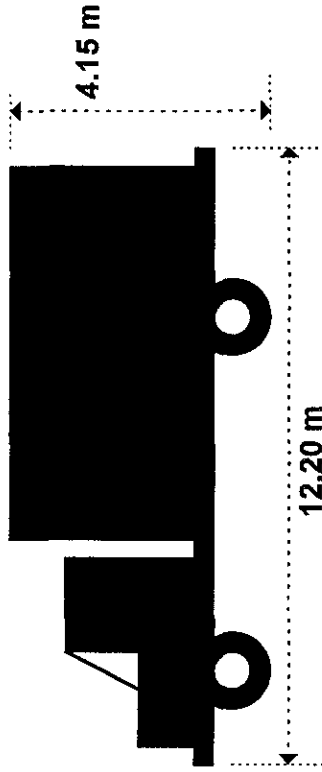


	Peso, en Ton.		p, Kg/cm ²	+dm = Coeficiente de daño bajo carga máxima			dv = Coeficiente de daño vacío					
	+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	
Camino A	1 *	5.5	3.5	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.079	0.001	0.010	
	2 *	10.0	7.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.679	0.501	0.433
	Σ	15.5	10.5	5.8	2.000	1.890	2.457	2.939	2.000	0.757	0.502	0.443
Camino B	1 *	5.0	3.5	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.001	0.010
	2 *	9.0	6.5	5.8	1.000	1.234	1.483	1.630	1.000	0.558	0.359	0.292
	Σ	14.0	10.0	5.8	2.000	1.495	1.589	1.701	2.000	0.637	0.360	0.302
Camino C	1 *	4.0	3.0	5.8	1.000	0.126	0.002	0.021	1.000	0.044	0.009	0.004
	2 *	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	5.8	2.000	1.010	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, S.C.T.", México, D.F., 1978.

- * Eje sencillo.
- ** Eje tandem.
- *** Eje triple.

Tabla 5.22 Coeficientes de daño para vehículos tipo B2.



C2 Camión de dos ejes.

	Peso, en Ton.		P, Kg/cm ²	+dm = Coeficiente de daño bajo carga máxima			dv = 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

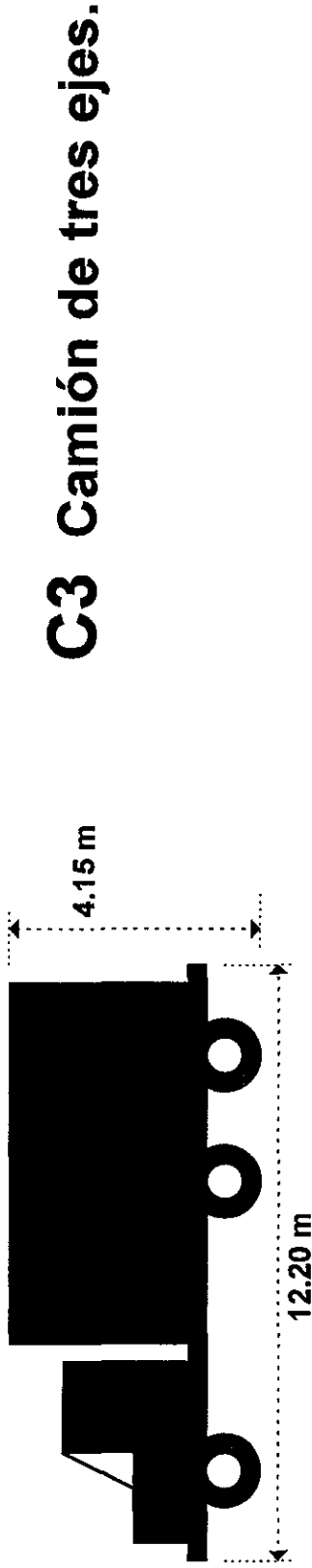
+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, S.C.T.", México, D.F., 1978.

* Eje sencillo.

** Eje tandem.

*** Eje triple.

Tabla 5.23 Coeficientes de daño para vehículos tipo C2.



C3 Camión de tres ejes.

Camino	Conjunto	Peso, en Ton.		p, Kg/cm ²	+dm = Coeficiente de daño bajo carga máxima				dv = 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 **	18.0	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 **	14.0	4.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.015	0.002	0.001
	Σ	18.0	7.5		1.999	1.190	0.756	0.756	1.999	0.083	0.020	0.011

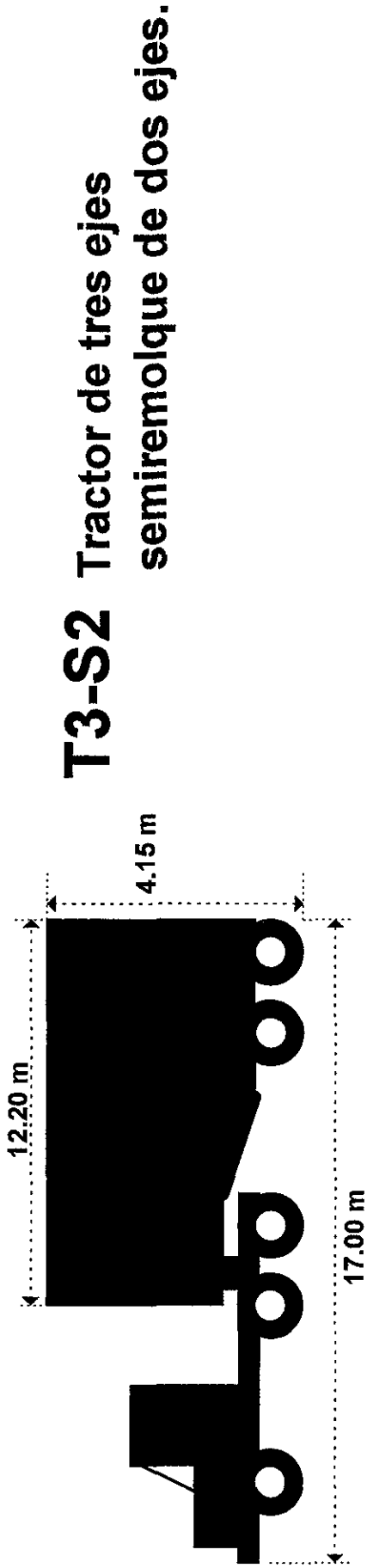
+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, S.C.T.", México, D.F., 1978.

* Eje sencillo.

** Eje tandem.

*** Eje triple.

Tabla 5.24 Coeficientes de daño para vehículos tipo C3.



T3-S2 Tractor de tres ejes semiremolque de dos ejes.

Camino	Conjunto	Peso, en Ton.		p, Kg/cm ²	+dm = Coeficiente de daño bajo carga máxima			dv = Coeficiente de daño vacío				
		+ Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
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	41.5	12.0		5.000	5.285	4.747	5.761	5.000	0.160	0.040	0.023
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

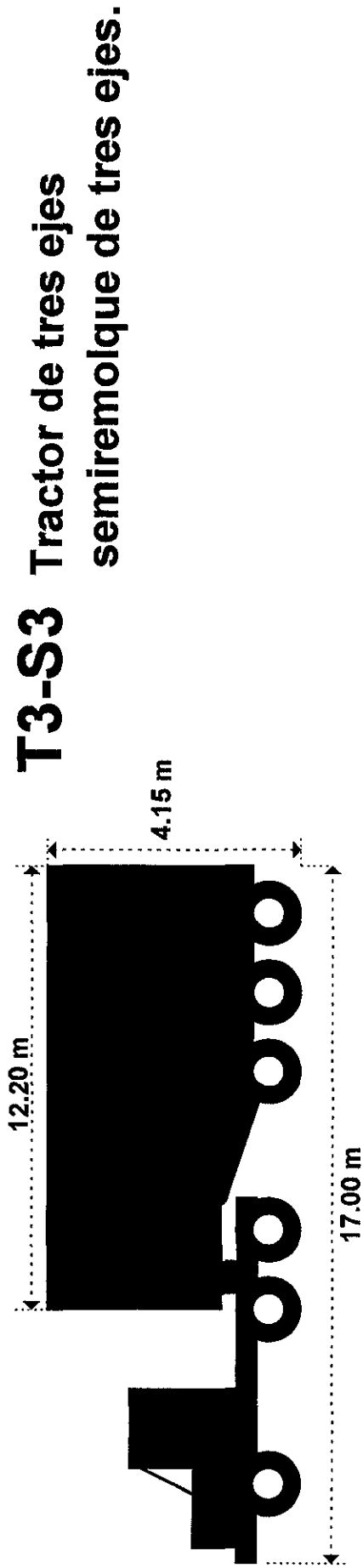
+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, S.C.T.", México, D.F., 1978.

* Eje sencillo.

** Eje tandem.

*** Eje triple.

Tabla 5.25 Coeficientes de daño para vehículos tipo T3S2.



Camino	Conjunto	Peso, en Ton.		p, Kg/cm ²	+dm = Coeficiente de daño bajo carga máxima			dv = Coeficiente de daño vacío				
		+ Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
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 ***	22.5	5.0	5.8	3.000	2.422	2.289	2.818	3.000	0.011	0.002	0.001
	Σ	46.0	13.0		6.000	5.239	4.746	5.758	6.000	0.154	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, S.C.T.", México, D.F., 1978.

* Eje sencillo.

** Eje tandem.

*** Eje triple.

Tabla 5.26 Coeficientes de daño para vehículos tipo T3S3.

5.- DISEÑO DEL PAVIMENTO : SECCION ESTRUCTURAL FLEXIBLE

Tipo de vehículo Composición en %	Coeficiente de distribución vehículos cargados o vacíos	Composición del tránsito cargados o vacíos	Coeficientes de daño			No. de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton.			
			Carpeta y Base z = 0 cm.	S/Base y Terr. z = 30 cm.	S/Base y Terr. z = 60 cm.		Carpeta y Base z = 0 cm.	S/Base y Terr. z = 30 cm.	S/Base y Terr. z = 60 cm.
A2	Cargados 1.0	0.0000	0.0040	0.0000	0.0000	0.0024	0.0000	0.0000	
60	Vacios 0.0	0.0000	0.0040	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
A2	Cargados 1.0	0.2200	0.5360	0.0230	0.0150	0.1170	0.0051	0.0033	
22	Vacios 0.0	0.0000	0.5360	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
B2	Cargados 1.0	0.0600	2.0000	2.4570	2.9390	0.1290	0.1474	0.1763	
6	Vacios 0.0	0.0000	2.0000	0.5020	0.4430	0.0000	0.0000	0.0000	
C2	Cargados 1.0	0.0600	2.0000	2.4570	2.9390	0.1290	0.1474	0.1763	
6	Vacios 0.0	0.0000	2.0000	0.0280	0.0140	0.0000	0.0000	0.0000	
C3	Cargados 1.0	0.0400	3.0000	2.4570	2.9400	0.1200	0.0983	0.1176	
4	Vacios 0.0	0.0000	3.0000	0.0390	0.0230	0.0000	0.0000	0.0000	
T2S2	Cargados 1.0	0.0100	5.0000	4.7470	5.7610	0.0500	0.0475	0.0576	
1	Vacios 0.0	0.0000	5.0000	0.0400	0.0230	0.0000	0.0000	0.0000	
T3S3	Cargados 1.0	0.0100	6.0000	4.7460	5.7580	0.0600	0.0475	0.0576	
1	Vacios 0.0	0.0000	6.0000	0.0400	0.0230	0.0000	0.0000	0.0000	
100		1.0000							
Tránsito diario promedio anual TDPA: 5680			Ejes equivalentes para tránsito unitario			0.5983	2556	0.4931	0.5883
Años de servicio: 15			Tasa de crecimiento anual: 5%			7876	7876	7876	7876
Vehículos pesados en el carril de proyecto: 0.45			Ejes Equivalentes:			11,883,765	9,926,825	11,852,562	

CALCULO DE ESPESORES EN GRAVA EQUIVALENTE

VRS CRITICO DE:	Q _u = 0.9	z en cm.	Espesor sobre (cm)			Espesor de (cm)		
			BASE	SUBBASE	TERRACERIAS	CARPETA	BASE	SUBBASE
BASE 1000	S/BASE Y TERR. 457	0	174	174	174	174	174	174
SUBBASE 200	BASE 10.03	30 Y 60	321	321	321	321	321	321
SUBRASANTE 170		30 Y 60	365	365	365	365	365	365
TERRACERIAS 170		30 Y 60	365	365	365	365	365	365
ESTRUCTURA DEFINITIVA	CARPETA:	9	BASE:	15	SUBBASE:	12	SUBRASANTE:	30

Tabla 5.27 Cálculo de ejes equivalentes y espesores para carreteras con pavimento flexible, (Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM).

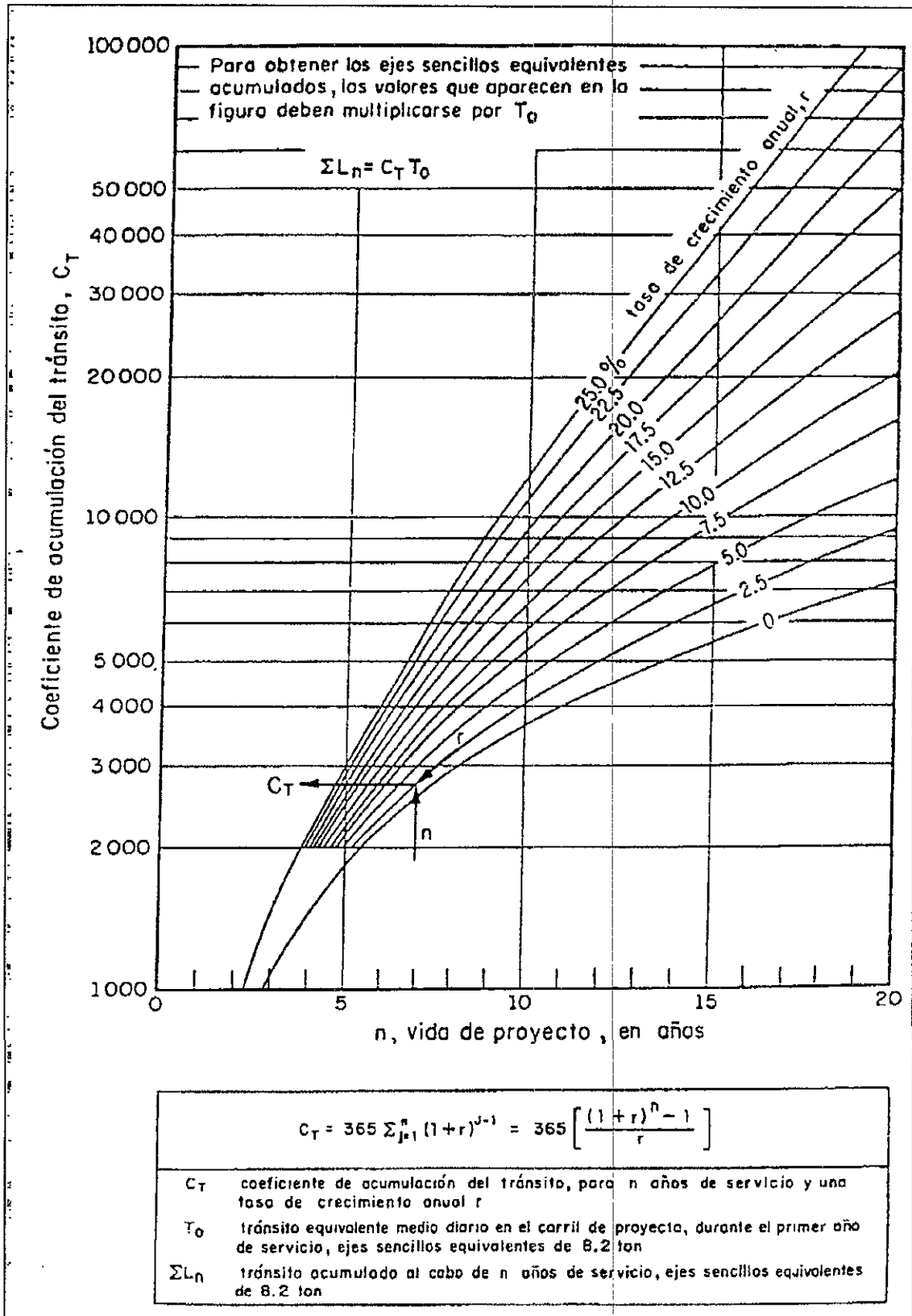
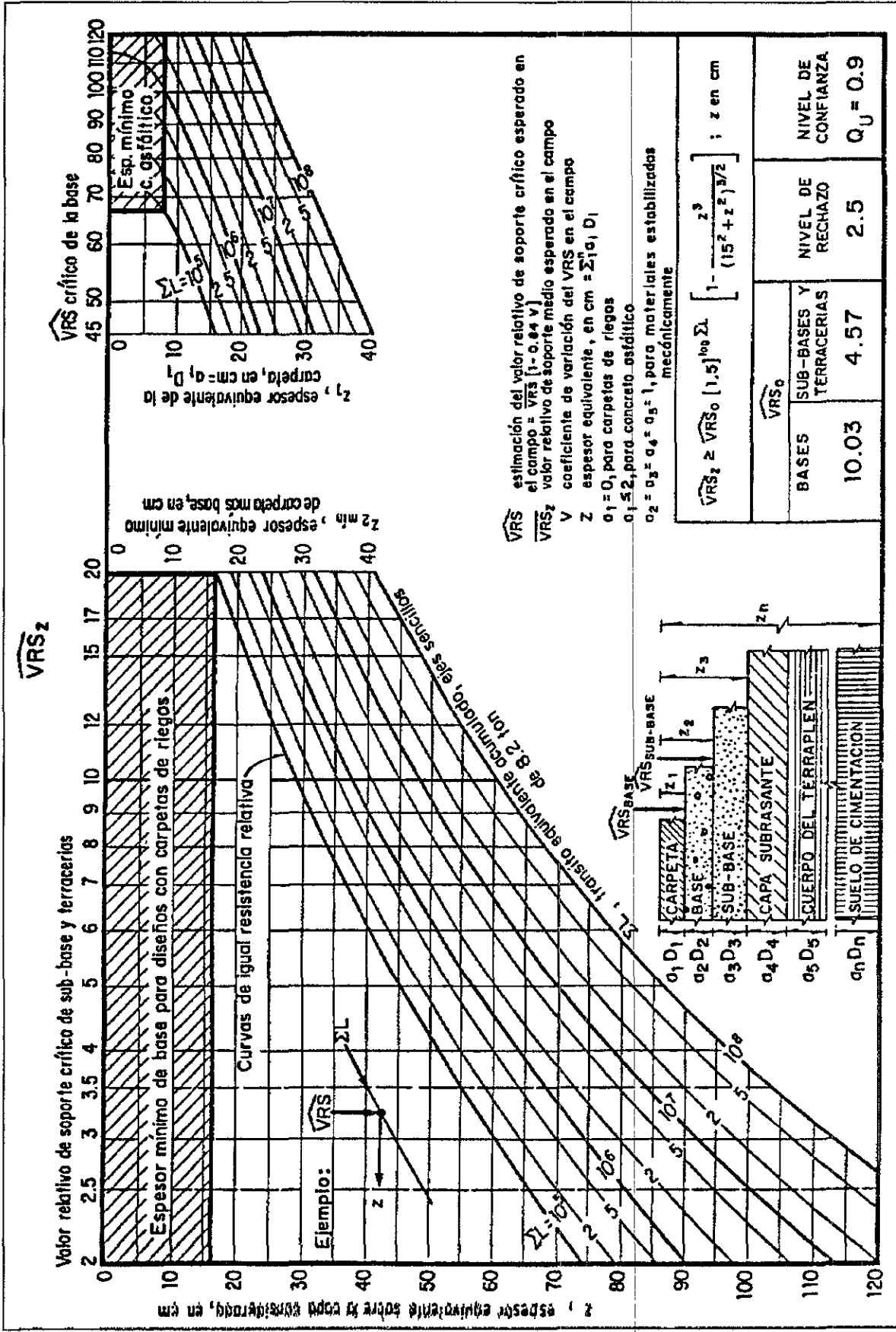


Figura 5.20 Determinación del coeficiente C_T .



\widehat{VRS} estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo = $\widehat{VRS} [1 - 0.4 V]$
 \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 = $\Sigma a_i D_i$
 $a_1 = 0.1$, para carpetas de riegos
 $a_1 \leq 2$, para concreto asfáltico
 $a_2 = a_3 = a_4 = 0.5$, para materiales estabilizados mecánicamente

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

\widehat{VRS}_0		NIVEL DE RECHAZO	NIVEL DE CONFIANZA
BASES	SUB-BASES Y TERRACERIAS	2.5	$Q_U = 0.9$
10.03	4.57		

Figura 5.21 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible.

ANALISIS Y CALCULO DE ESPESORES

Para el diseño de la estructura del pavimento se utilizaron los siguientes datos: un nivel de confianza de $Q_u = 0.9$, la suma de ejes equivalentes de 8.2 ton. esperados al final del periodo de diseño de 15 años para cada capa del pavimento, el VRS de diseño de los materiales que conforman la estructura:

PROFUNDIDAD (cm).	EJES EQUIVALENTES
0	11,883,765
30	9,926,825
60	11,852,562

y con ayuda de la figura 5.21 se encontró que se requieren los siguientes espesores sobre las distintas capas en grava equivalente:

Espesor equivalente de la carpeta:	17.4 cm.
Espesor equivalente mínimo de carpeta más base:	32.7 cm.
Espesor requerido sobre la subrasante:	36.2 cm.
Espesor requerido sobre las terracerías:	36.2 cm.

Por lo que el diseño definitivo de los espesores de la estructura del pavimento queda de la siguiente manera:

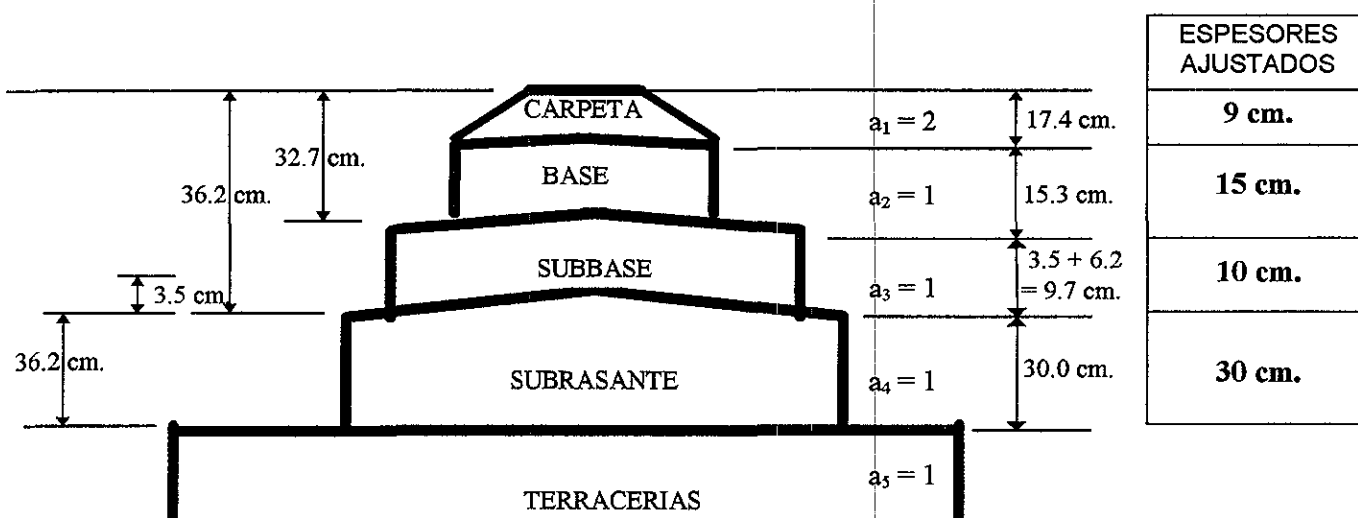
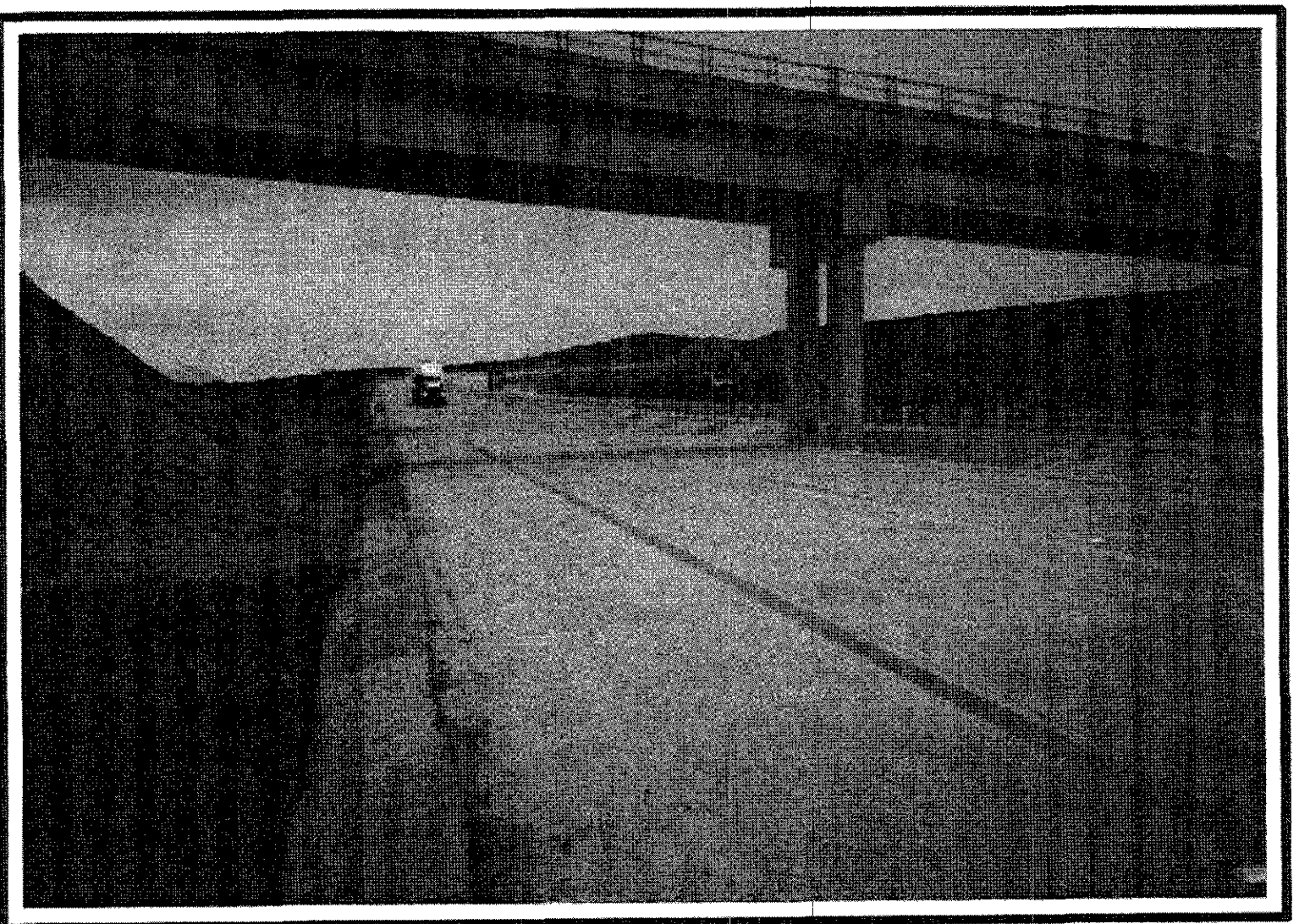
SECCION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

Figura 5.22 Espesores de las capas para el pavimento flexible, obtenidos mediante la aplicación del método del Instituto de Ingeniería de la UNAM.



**6.- DISEÑO DEL PAVIMENTO ;
SECCION ESTRUCTURAL RIGIDA**

6.- DISEÑO DEL PAVIMENTO; SECCION ESTRUCTURAL RIGIDA

6.1 CONCEPTOS BASICOS DE PAVIMENTOS RIGIDOS

PAVIMENTO RIGIDO

En este tipo de pavimentos, la superficie de rodamiento es proporcionada por losas de concreto hidráulico que distribuyen las cargas de los vehículos hacia las capas inferiores por medio de toda la superficie de la losa y de las losas adyacentes que trabajan en forma conjunta con las que reciben directamente las cargas. Este tipo de pavimento no puede seguir las deformaciones de las capas inferiores, como el pavimento flexible, sin que se presente la falla estructural.

Los pavimentos rígidos frecuentemente están formados por: terracerías, subrasante, subbase y losa. A diferencia del pavimento flexible, en el pavimento rígido se necesitan construir diferentes tipos de juntas para absorber esfuerzos y transmitirlos a las losas adyacentes.

Para recibir al pavimento de concreto, las terracerías deben ser debidamente niveladas y compactadas.

En la preparación del terreno de cimentación y/o subrasante intervienen los siguientes aspectos:

- a) Compactación de los suelos con valores de contenido de agua y de peso volumétrico tales, que garanticen un apoyo uniforme y estable para el pavimento.
- b) Siempre que sea posible, fijar la rasante lo más alto y excavar zanjas laterales lo suficientemente profundas como para aumentar la distancia vertical entre el nivel freático y el pavimento.
- c) Descarga lateral y mezclado de los suelos para lograr condiciones uniformes, en zonas donde se tengan cambios bruscos en sentido horizontal del tipo de suelo.
- d) Usar nivelación selectiva de la rasante en zonas de terraplén a fin de colocar los mejores suelos cerca de la parte superior de la elevación final de la subrasante.
- e) Mejorar los suelos de muy baja calidad por medio de tratamientos a base de cemento o cal, o en su defecto importar mejores suelos, de acuerdo a lo que resulte más económico.

En ciertas condiciones se necesitará colocar una capa de subbase. Se entenderá como subbase aquella capa de material inmediatamente abajo del contacto con el pavimento de concreto.

Las subbases se pueden construir con materiales granulares, materiales tratados con cemento, concreto pobre o materiales muy permeables de tamaño uniforme, los cuales pueden o no estabilizarse.

Las funciones de la **subbase** son:

1. Dar apoyo uniforme a la losa, a fin de evitar en lo posible concentraciones de esfuerzos, o falta de apoyo que haga trabajar a flexión parte de ella.
2. Incrementar la capacidad portante del suelo de apoyo; el material de subbase tiene mayor resistencia al corte que el terreno natural.
3. Reducir a un mínimo los efectos de cambios de volumen.
4. Reducir los efectos de congelación
5. Evitar el bombeo de material fino en la subrasante, al reducirse los problemas de falta de capacidad de carga.

El material granular para usarse como subbase debajo de pavimentos de concreto puede estar formado por arena, grava-arena, piedra triturada, escoria triturada o granulada, o combinaciones de estos materiales. El material deberá cumplir los siguientes requisitos:

TAMAÑO MAXIMO	No más de la tercera parte del espesor de la subbase
Pasa la malla No. 200	15 % máximo.
Índice de plasticidad	6 máximo
Límite Líquido	25 máximo

Generalmente, los agregados con menos del 50 % de pérdida en la prueba de Los Angeles de abrasión (AASHTO T96, ASTM C131) resultan adecuados.

Es común utilizar “subbases permeables de tamaño uniforme”, como un medio más efectivo de drenado. Estas subbases tienen más características de permeabilidad y pueden drenar el agua más rápidamente, esto no se cumple en materiales definidos como subbases de tamaño uniforme que tienen una granulometría tipo A, recomendada por AASHTO en su especificación M147.

El ingeniero proyectista tiene la libertad de seleccionar una fuente de materiales de subbase que satisfaga cualquiera de las seis curvas granulométricas recomendadas por AASHTO especificadas en la norma M147, sin embargo cualquiera que sea el caso, se debe mantener dentro de los límites de una sola granulometría.

Los materiales tratados con cemento portland son los idóneos para subbases debido a su resistencia a la erosión. Las subbases no tratadas tienden a erosionarse por debajo de las juntas del pavimento como consecuencia del tráfico ésto trae como resultado frecuentemente la falla de las juntas lo cual afecta negativamente las características de rodabilidad del pavimento. Esto reviste particular importancia cuando se usan losas de concreto simple sin el empleo de pasajuntas. Las deformaciones unitarias de la losa y los esfuerzos correspondientes se reducen apreciablemente con el uso de una subbase tratada con cemento.

Las funciones de la losa son:

1. Dar una superficie de rodamiento adecuada, con textura y color convenientes, a fin de evitar reflejos excesivos.
2. Resistir los efectos abrasivos del tránsito, para que la superficie no se degrade rápidamente.
3. Impedir el paso del agua al interior, reduciendo con ello los efectos nocivos de ésta en la resistencia al corte de los materiales.
4. Soportar el nivel de esfuerzos superficiales inducidos por las cargas transmitidas por los vehículos, lo cual es una de las funciones básicas del pavimento.
5. Reducir el efecto del intemperismo.

TIPOS DE LOSAS

Las losas de concreto hidráulico, se pueden agrupar en los siguientes tipos:

1. Pavimentos de concreto simple con refuerzo en las juntas. Las juntas de estos pavimentos corresponden a las zonas estructurales más críticas y se construyen con varillas que transmiten las cargas impuestas en una losa a las losas adyacentes con lo cual se aumenta la capacidad de carga del pavimento y se logra reducir el espesor de la misma.
2. Pavimentos de concreto hidráulico con refuerzo continuo. El refuerzo a que se refiere en este tipo de pavimentos no está limitado exclusivamente en las zonas de juntas. El pavimento se arma en todo lo ancho y largo con varillas que forman una malla continua en el pavimento; se logra así aumentar la capacidad de carga o reducir espesores de la losa y absorber la tensión que se pueda producir controlando el desarrollo de las grietas. En este tipo de pavimentos también se requiere la formación de juntas.
3. Pavimentos de concreto preesforzado. Con este tipo de pavimentos se consigue aumentar la capacidad estructural de la losa de concreto por medio de un preesfuerzo. Con esto se ha logrado reducir notablemente los espesores de la losa y el espaciamiento entre las juntas es más grande.

Los pavimentos de concreto hidráulico, presentan una gran capacidad para distribuir adecuadamente los esfuerzos a las capas inferiores, se obtiene mayor durabilidad y un bajo costo de conservación con respecto al los pavimentos de concreto asfáltico. Su costo debe evaluarse tomando en cuenta la inversión inicial, su conservación y su operación, sobre todo en los casos de tránsito muy intenso. Los pavimentos de concreto hidráulico tienen su máxima aplicación en autopistas con tránsito pesado y en aeropistas.

NORMAS

Las normas de calidad y resistencia para la construcción de pavimentos con concreto hidráulico son:

Para el concreto tipo Portland ASTM C150, ASTA C175 con inclusor de aire y ASTA parte 9 si se emplea cemento especial.

Para los agregados pétreos se debe emplear, la norma ASTA C33; también se sugiere que el material pétreo sea resistente al desgaste, para lo que se fija un valor máximo de desgaste del 40% en la prueba de los Angeles.

Conviene tomar en cuenta lo siguiente:

Las formas lajeadas de agregados pétreos se limitarán a un contenido máximo de 15% en peso.

El agregado fino (arena), debe estar limpio y libre de materia orgánica, con el fin de no reducir la resistencia del concreto hidráulico.

El agua para mezclarlo y para efectuar el curado del concreto, deberá estar libre de aceites, grasas, sales, ácidos o cualquier sustancia que lo dañe.

Los revenimientos recomienda dos son los siguientes:

Para concretos no vibrados de 4 a 7.5 cms.

Para concretos vibrados de 1.5 a 4 cms.

FUNCION DE LAS JUNTAS

Los diseños de sistemas de junteo para pavimentos de concreto en carreteras, sirven para controlar el agrietamiento y conservar la capacidad estructural del pavimento y la calidad de rodamiento con bajos costos anuales de mantenimiento.

Las juntas sirven para:

- a) Controlar el agrietamiento transversal y longitudinal inducido por contracción confinada y por los efectos combinados de ondulación confinada, alabeo confinado, y cargas aplicadas.
- b) Dividir el pavimento en módulos de construcción prácticos (por ejemplo, en distintos carriles de tránsito).
- c) Absorber movimientos de la losa.
- d) Proporcionar la transferencia de carga deseada.
- e) Formar una caja para aplicar el sellador de juntas.

El diseño de juntas para pavimentos de concreto se desarrolló a partir de estudios teóricos sobre el comportamiento de losas de concreto, de pruebas de laboratorio en modelos y a escala natural , de evaluaciones del comportamiento a largo plazo de diseños experimentales especiales de juntas, y de evaluaciones de comportamiento a largo plazo de pavimentos para carreteras en operación.

Como resultado de los estudios anteriores, AASHTO emite una serie de recomendaciones de diseño y construcción que deberán tomarse en cuenta y aplicarse según el proyecto que se trate.

La transferencia de cargas, es la capacidad de una junta para transmitir parte de una carga aplicada desde un lado de la junta hasta el lado opuesto. Se cuantifica en función de la "eficiencia de la junta". Si una junta tiene una eficiencia del 100%, transferirá la mitad de la carga aplicada. Una eficiencia de cero, significa que ninguna carga se transmite a través de la junta. La transferencia adecuada de la carga disminuye las deflexiones, y reduce la falla, el despostillamiento y la rotura de las esquinas. Se considera adecuada una eficiencia de la junta de 75% o mayor, para el caso de cargas de camiones medianas y pesadas.

TIPOS DE JUNTAS

Juntas Transversales de contracción.- Son juntas que se colocan perpendicularmente al eje del trazo y se separan entre sí, para controlar el agrietamiento inducido por esfuerzos debidos a contracción y a cambios diferenciales de temperatura y de humedad. En algunas ocasiones las juntas se colocan esviadas para ayudar a reducir la carga dinámica a través de la junta, así como para eliminar la carga simultánea transmitida por cada rueda.

En pavimentos carreteros de concreto, la separación entre juntas transversales debe ser en promedio de 3.6 a 6.10 m. dependiendo del espesor de la losa. No se recomienda que sea mayor a 6.10 m.

La separación recomendada entre las juntas para distintos espesores de la losa y diferentes condiciones de apoyo se establece en la referencia bibliográfica No.5 de AASHTO.

Juntas Transversales de construcción.- Son juntas que se construyen al terminar la operación diaria de pavimentación o al ocurrir otro tipo de interrupciones como la localización de puentes. Estas juntas se colocan de ser posible en el lugar donde se ha proyectado tener una junta transversal de contracción definitiva. En caso contrario, la colocación deberá hacerse dentro del tercio medio del tablero proyectado. Las juntas transversales de construcción siempre se orientan perpendiculares al eje del trazo, aún cuando las juntas de contracción estén esviadas.

Juntas Transversales de dilatación / Juntas de aislamiento.- Son aquellas que se colocan en lugares que permitan el movimiento del pavimento, sin dañar las estructuras adyacentes (puentes, estructuras de drenaje, etc.) o el propio pavimento. Los pavimentos para carreteras no necesitan generalmente juntas transversales de dilatación excepto en donde se localicen estructuras alineadas como es el caso de algún puente. Es importante observar las especificaciones y recomendaciones de la AASHTO y ASTM para el diseño de este tipo de juntas con o sin refuerzo . Las juntas de dilatación sin pasajuntas se denominan de aislamiento en las cuales generalmente se engrosan las caras contiguas en las losas para reducir los esfuerzos por cargas, desarrollados en el fondo de la losa.

Juntas Longitudinales de contracción.- Son juntas que dividen los carriles de tráfico y controlan el agrietamiento, en lugares donde se colocan simultáneamente dos o más anchos de carril. Las juntas longitudinales resultan ser necesarias cuando el ancho de la losa sobrepasa 4.50 metros.

Las juntas longitudinales deben cortarse a una profundidad correspondiente a la tercera parte del espesor de la losa. Un corte inicial con disco de 3.2 a 9.5 mm. de ancho, será suficiente para alojar a la mayoría de los materiales selladores.

La transferencia de carga en las juntas longitudinales de contracción generalmente se alcanza a través de la trabazón entre partículas de agregados. Para conservar la trabazón con frecuencia se usan barras de sujeción de acero corrugado para mantener cerradas las juntas longitudinales. La separación entre anclas varía con el espesor del pavimento y con la distancia de la junta al borde libre más próximo.

Las barras anclas no se deben colocar dentro de una distancia de 38 cm. de las juntas transversales ya que pueden interferir con el movimiento de la junta. Si se usan barras de más de 80 cm. de longitud con juntas esviadas no deberán acercarse a más de 45 cm. de la junta transversal.

Las juntas longitudinales de contracción se aserran en forma parecida a las juntas transversales de contracción. Las varillas se introducen a la mitad del espesor con un cierto espaciamiento

Juntas Longitudinales de construcción.- Son aquellas que unen carriles adyacentes de pavimento, que se encarpetan en pasadas separadas. Se incluyen en este tipo de juntas a los acotamientos de concreto y a los carriles de circulación. La transferencia de carga se consigue mediante machimbrado y/o anclas de acero. Generalmente cuando el espesor de la losa del pavimento es menor de 25 cm., se suprimen las juntas machimbradas. Resultan adecuadas varillas de pequeños diámetros (#4 ó #5), pero la separación entre las barras se debe reducir a intervalos de 30 a 60 cm. para transmitir eficientemente la carga y reducir los esfuerzos y deflexiones en la losa. El método de construcción más común de estas juntas es usar varillas de sujeción dobladas a 90°. Estas se introducen en la parte lateral de la losa durante la pavimentación. Las varillas se enderezan posteriormente antes de pavimentar los carriles adyacentes.

TRANSFERENCIA MECANICA DE CARGA

La trabazón entre agregados por sí misma, no proporciona suficiente transferencia de carga para lograr un buen comportamiento a largo plazo de las juntas, por lo tanto se deberá recurrir a la transferencia mecánica de la carga mediante el uso de pasajuntas, sobre todo cuando el tránsito de camiones sobrepase los 120 vehículos por día o cuando el tránsito de diseño acumulado exceda las cuatro o cinco millones de unidades AASHTO ESAL.

Para losas de 20 cm. o más de espesor se recomienda el uso de pasajuntas en la mayoría de las aplicaciones viales.

Las pasajuntas son varillas redondas lisas que se colocan a través de las juntas para transferir las cargas sin restringir el movimiento horizontal de la junta. También sirven para mantener el alineamiento horizontal y vertical de las losas. Ya que las pasajuntas atraviesan la junta, la apertura diaria y por temporada en la dilatación y contracción de la junta, no afecta tanto la transferencia de carga a través de juntas con barras pasajuntas, como en el caso de las juntas sin tales elementos.

Por ejemplo, una losa de 25 cm. con pasajuntas con 80% de transferencia de carga, tendrá la misma deflexión que una losa de 30 cm. sin pasajuntas, con sólo el 40% de transferencia de carga.

Para pavimentos de carreteras de menos de 25 cm. de espesor, se recomienda el uso de pasajuntas (dovelas) de 32 mm. (1 1/4"). Se deberán usar barras pasajuntas de 38 mm. (1 1/2") en pavimentos de 30 cm. o más de espesor. Se requiere un diámetro mínimo de pasajuntas de 32 a 38 mm. para controlar la falla en pavimentos de concreto.

La longitud de las pasajuntas varía generalmente entre 38 y 45 cm., pero se usan barras más cortas en losas de menor longitud. Resulta adecuada una longitud de empotramiento de seis veces el diámetro de la barra para la transferencia de carga.

Las dovelas o pasajuntas se colocan generalmente a la mitad de la losa y se separan 30 cm. entre sí medidos eje a eje. Usualmente se utiliza un mecanismo de inserción o de dispositivos de transferencia de carga (canastillas para pasajuntas). Los dispositivos de transferencia de carga constan de estructuras de alambre o silletas que guardan y sostienen temporalmente las pasajuntas a la profundidad adecuada y con la alineación correcta, esto ayuda a resistir el movimiento y la deflexión durante la pavimentación. No se ha demostrado que las canastillas de alambre inmersas en el concreto afecten negativamente el funcionamiento mecánico y la eficiencia de las pasajuntas.

En el caso de las juntas transversales de contracción donde se utilicen pasajuntas, las dovelas necesitan una buena lubricación para permitir el movimiento del concreto a lo largo de la superficie de la barra. En todo momento las barras deben cumplir con la especificación A615 de la American Society for Testing and Materials (ASTM), y la especificación AASHTO M 147 para recubrimientos anticorrosivos.

Como se indicó en párrafos anteriores, las subbases estabilizadas reducen la deflexión de las juntas y mejoran y conservan la eficiencia de la junta bajo cargas repetidas. La mayor capacidad de apoyo permite un mejor comportamiento de la junta. Los estudios han mostrado que la resistencia de la subbase afecta significativamente la transferencia de carga a largo plazo.

Las subrasantes estabilizadas con cemento y las hechas a base de concreto pobre, producen un mejor apoyo de la losa, disminuyen las deflexiones y aumentan la vida útil por fatiga. El apoyo estabilizado aumenta la eficiencia de la junta a más del doble, y la pérdida de transferencia de carga con una subbase estabilizada con cemento, ocurre lentamente y se estabiliza al alcanzar el orden de medio millón de aplicaciones de carga.

SELLADORES

La función del sellador de juntas es la de minimizar la infiltración superficial del agua hacia la estructura del pavimento, así como evitar que partículas incompresibles penetren en la junta. Este tipo de partículas inducen presiones aplicadas puntuales, que pueden dar lugar a despostillamientos y a “ampollamientos” en casos extremos.

Se pueden conseguir muchos materiales aceptables para el sellado de las juntas en pavimentos de concreto. Los selladores se clasifican generalmente en líquidos o preformados. Los selladores líquidos pueden aplicarse en caliente o en frío, ser de uno o de dos componentes, y ser autoenrasables o labrables. Todos los selladores líquidos dependen de la adherencia a largo plazo con la cara de la junta para que el sello sea efectivo. Los selladores preformados (selladores de compresión) dependen de la compresión a largo plazo para conseguir un asiento adecuado. En todos los casos deberán de observarse las especificaciones AASHTO y ASTM para los diferentes tipos de selladores y sus procedimientos de aplicación.

Las propiedades del sellador, sea cualquiera que se utilice, dependen de la aplicación y de las condiciones climáticas de la obra. Entre las propiedades que se deben tomar en cuenta están las siguientes:

- Elasticidad
- Bájó módulo de elasticidad
- Adhesión al concreto
- Cohesión entre sus partículas
- Alterabilidad

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO.

- a) Las características mecánicas e hidráulicas de los materiales que constituyen las terracerías y la capa subrasante.
- b) El clima, el cual influye tanto por efectos de cambios de temperatura como de lluvias (y en ciertos lugares el congelamiento).
- c) El tránsito, debido a la magnitud, frecuencia y velocidad de los vehículos.
- d) Las diferentes causas que provocan esfuerzos.
- e) Los efectos de las cargas, que dependen de las características del tránsito.
- f) La temperatura, cuyos cambios inducen contracciones y tensiones alternadas y posteriormente fatiga del material.
- g) El fraguado, que puede originar grietas por la contracción no uniforme del concreto.
- h) Los cambios de humedad, que originan variaciones en la presión del poro.
- i) Las incrustaciones de cuerpos, los cuales obviamente funcionan como cuñas, produciendo concentraciones de esfuerzos.

METODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

Los métodos de diseño de pavimentos rígidos se apoyan comúnmente en las ecuaciones de Westergaard, que usan el valor del módulo de reacción de la subrasante. Es costumbre impuesta a veces por las circunstancias, tomar en cuenta el efecto de la subbase que se colocará posteriormente sobre la subrasante por medio de una corrección al valor del módulo de reacción de la subrasante k .

El parámetro de diseño básico del concreto es el módulo de ruptura (MR).

Para el diseño del espesor de la losa conviene corregir el módulo de reacción, cuando las condiciones de trabajo son diferentes a las estándar, según la fórmula siguiente:

$$k_c = \frac{d_1}{d_2} k \quad (\text{ec. 6.1})$$

La nomenclatura de las variables es como sigue:

- k_c : Valor del módulo en condiciones futuras de servicio, en situaciones de saturación respectivas
- d_1 : Deformación total del espécimen, bajo la presión de 10 lb/in^2 , con las condiciones de campo donde se hizo la prueba
- d_2 : Deformación bajo la misma carga en las condiciones de trabajo más desfavorables (humedad, etc).
- k : Módulo obtenido en la prueba de campo

Se puede obtener directamente el módulo de reacción al realizar la prueba de placa sobre la losa, midiendo con un conjunto de extensómetros los desplazamientos generados en el área comprendida entre la carga aplicada y la región donde estos son ya despreciables.

En la actualidad el ingeniero proyectista puede prescindir del manejo de las teorías que conducen a las fórmulas de diseño y aún de éstas últimas, pues existen gráficos y ábacos que proporcionan directamente el espesor en términos de las variables de diseño, y lo que es más, existen programas de cómputo que requieren alimentarse de las variables principales de diseño para arrojar como resultado la conformación estructural de las capas del pavimento. Sin embargo es de esperar que el diseñador de pavimentos conozca los principios básicos de resistencias de materiales y de valores índice que le refieran parámetros y rangos para su utilización.

En las gráficas de diseño, las características del concreto intervienen a través del concepto de "módulo de resistencia al esfuerzo de tensión mediante la prueba de flexión MR ", cuyo valor corresponde a la condición de trabajo, con un factor de seguridad comprendido entre 1.75 y 2, respecto al de ruptura.

Para este trabajo se diseñará el espesor del pavimento de concreto hidráulico mediante dos de los métodos más utilizados, los cuales son: el Portland Cement Association (PCA), que considera la colocación de pasajuntas y de acero para transmisión de esfuerzos; y el American Association of State Highway and Transportation Officials 1986 (AASHTO 86), en el cual se consideró únicamente la colocación de pasajuntas.

6.2 METODO PCA (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION)

Después de seleccionar el tipo de concreto, de subbase y de acotamiento, el diseño del espesor está determinado por cuatro factores de diseño.

1. La resistencia a la tensión del concreto (Módulo de Ruptura MR).
2. Resistencia del terreno, o la combinación del terreno con la subbase (k).
3. El peso, frecuencia y tipos de carga por eje de los camiones que circularán por el pavimento.
4. El periodo de diseño el cual, en este y otros procedimientos de diseño, usualmente se considera de 20 años pero puede adoptar otro valor.

RESISTENCIA A LA TENSION DEL CONCRETO

El considerar la resistencia a la tensión del concreto en el procedimiento de diseño a la fatiga, controlará la fractura del pavimento bajo cargas repetitivas de los camiones.

La flexión de un pavimento de concreto bajo cargas axiales produce esfuerzos de compresión y tensión, sin embargo los esfuerzos de compresión generados son pequeños en comparación con la resistencia a la compresión del concreto, no influyendo en el diseño del espesor de la losa. Los valores de los esfuerzos de tensión en comparación con la resistencia a la tensión son muy altos excediendo por lo general de 0.5. Por esta razón los esfuerzos de tensión y la resistencia a la tensión por flexión del concreto son utilizados en el diseño del espesor de la losa.

La resistencia a la tensión de la losa se determina mediante pruebas de módulo de ruptura MR. El módulo de ruptura puede encontrarse ensayando un modelo de viga bajo una carga puntual, ya sea en el extremo, al centro o a un tercio de su longitud, en especímenes de 6 x 6 x 30 pulgadas. Una diferencia importante entre estos métodos de prueba es que en la prueba donde la carga se aplica a un tercio de la longitud de la viga se alcanza la resistencia mínima en el tercio medio de la viga, mientras que en los otros dos métodos la resistencia mínima se alcanza en un sólo punto. El valor determinado por el método más conservador se utilizará en este diseño (ASTM C78).

Las pruebas del módulo de ruptura se realizan a los 7, 14, 28 y 90 días. Los resultados a 7 y 14 días se comparan con los requerimientos especificados para el control durante el trabajo y para determinar cuando el pavimento podrá ser abierto al tránsito. El resultado a 28 días se utiliza comunmente para el diseño del espesor de carreteras y calles. Los resultados a los 90 días se emplearán para el diseño de aeropuertos. Estos valores se utilizan porque existen muy pocas repeticiones de esfuerzos durante los primeros 28 días ó 90 días de la vida del pavimento comparados con los millones de repeticiones de esfuerzos que ocurrirán después.

El concreto continúa adquiriendo resistencia con la edad, la ganancia de resistencia se puede observar en la curva de la figura 6.1 , que representa el promedio de los valores de MR para varias series de pruebas de laboratorio y secciones de concreto tomadas de pavimentos en servicio.

En este método de diseño de pavimento los efectos de la variación en la resistencia del concreto de un punto a otro y la ganancia de resistencia del concreto con el tiempo están incorporados en las gráficas y tablas de diseño. El diseñador no toma en cuenta directamente estos efectos ya que únicamente adopta el valor medio de la resistencia del concreto a los 28 días de edad.

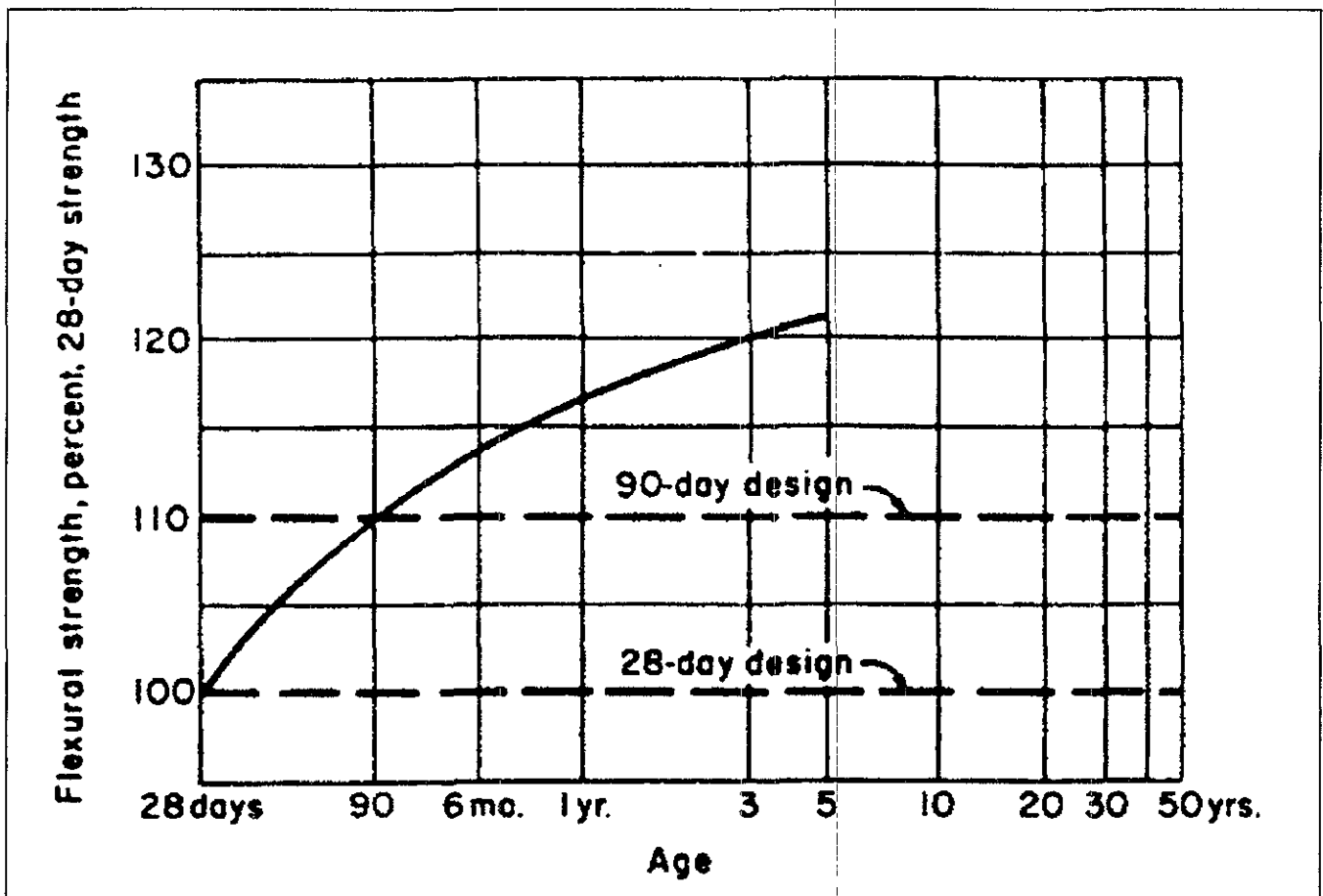


Figura. 6.1 Resistencia a la flexión, edad e interrelación para diseño.

TERRENO Y SUBBASE DE SOPORTE

El soporte dado a los pavimentos de concreto por la subrasante y la subbase utilizadas, es el segundo factor en el diseño del espesor. La subrasante y la subbase de soporte son definidas en términos del módulo de reacción de Westergard (k). Este es igual a la carga (en libras), aplicada sobre un área (en pulgadas cuadradas), dividida entre la deflexión (en pulgadas) que genera dicha carga. Los valores de k se expresan en libras por pulgada cúbica ($\text{pci} = \text{lb} / \text{in}^3$).

Debido a que la prueba de placa consume mucho tiempo y es cara, los valores de k se estiman a partir de correlaciones con la prueba CBR (California Bearing Ratio) o la prueba de índice de resistencia. Esta manera de estimar los valores de k no afecta considerablemente los requerimientos de espesor del pavimento. Las relaciones mostradas en la figura 3.15 son satisfactorias para los propósitos de diseño.

No es económico utilizar una subbase no tratada con el único propósito de incrementar los valores de k. Cuando se utiliza una subbase, el valor de k se incrementa y deberá tomarse en cuenta en el diseño del espesor del pavimento. Si la subbase es de un material granular no tratado, los incrementos de k pueden ser tomados de la tabla 6.1.

Valores del terreno (pci)	Valores de k para subbase (pci)			
	4 inch.	6 inch.	9 inch.	12 inch.
50	65	75	85	110
100	130	140	180	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Tabla 6.1 Efectos de la subbase no estabilizada en los valores de k.

Las subbases de material tratado cementado son muy utilizadas para pavimentos de concreto con tránsito pesado. Los valores de k para el diseño con subbases tratadas cementadas se muestran en la tabla 6.2

Después de seleccionar el tipo de concreto, el tipo de subbase que se necesita, y el tipo de acotamiento, el diseño del espesor está determinado por cinco factores de diseño :

Valores del terreno (pci)	Valores de k para subbase (pci)			
	4 inch.	6 inch.	9 inch.	12 inch.
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	_____

Tabla 6.2 Valores de diseño de k para subbases estabilizadas.

1.- PERIODO DE DISEÑO

El término periodo de diseño se utiliza como sinónimo de la vida útil del pavimento. Algunos ingenieros y algunas empresas dedicadas al diseño de carreteras consideran la vida de un pavimento de concreto terminada cuando se hace necesario la construcción de una sobrecarpeta. La vida del pavimento de concreto puede ser menor de 20 años en los proyectos que tienen una carga de tránsito mayor que la originalmente prevista o que presentan defectos en el diseño, en los materiales o en la construcción. Puede ser mayor de 40 años en los proyectos donde los aspectos anteriores están sometidos a un estricto control de calidad.

El término periodo de diseño también se considera sinónimo de periodo de análisis de tránsito. Si el tránsito no puede ser estimado con algo de exactitud para un periodo de diseño largo, éste se adopta de 20 años. El periodo de diseño seleccionado influye en el diseño del espesor ya que determina el número de años y por lo tanto, el de camiones para los cuales el pavimento debe servir. La selección del periodo de diseño para un proyecto en específico se basa en el juicio del ingeniero, en el análisis económico del pavimento y en la calidad del servicio que dará durante todo el periodo de diseño.

2.- TRANSITO

El número y peso de las cargas por eje esperados durante el periodo de diseño, es uno de los factores más importantes en el diseño del espesor del pavimento de concreto. Esto se deriva del cálculo de:

1. ADT (Average Daily Traffic) tránsito promedio diario en ambas direcciones de todos los vehículos.
2. ADTT (Average Daily Truck Traffic) tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones y la carga por eje de los camiones.

En el diseño, el factor de proyección se multiplica por el ADT actual para obtener un ADT de diseño. En algunos métodos se le conoce como AADT (Average Annual Daily Traffic) tránsito diario promedio anual TDPA. Este valor sólo incluye camiones con más de seis llantas, sin incluir pick-ups o vehículos de cuatro llantas.

3.- FACTORES DE SEGURIDAD DE LAS CARGAS

En el procedimiento de diseño, las cargas por eje a considerar se multiplican por un factor de seguridad por carga LSF (Load Safety Factor). Estos factores de seguridad se recomiendan en los siguientes casos:

- a) Para autopistas interestatales y otros proyectos de varios carriles donde el flujo de tránsito será ininterrumpido y con un volumen alto de camiones, $LSF = 1.2$.
- b) Para carreteras y calles principales donde el volumen de tránsito de camiones será moderado, $LSF = 1.1$.
- c) Para caminos y calles no principales donde el volumen de camiones será pequeño, $LSF = 1.1$.

Los factores de seguridad por carga de 1.1 ó 1.2 consideran un gran nivel de confianza para la posibilidad de que existan cargas y volúmenes impredecibles de camiones demasiado pesados y un rango más alto de serviciabilidad del pavimento, apropiado para pavimentos de alta calidad.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Tabla 6.3 Formato para el cálculo del espesor del pavimento.

Proyecto :	
Espesor propuesto	Pasajuntas si no
Subbase-subrasante k	Acotamiento de concreto si no
Módulo de ruptura, MR	Periodo de diseño años
Factor de seguridad por carga, LSF	

Carga por eje kips	Multiplicado por LSF	Repeticiones esperadas	Análisis de fatiga		Análisis de erosión	
			Rrepeticiones Permisibles	Porcentaje de fatiga	Rrepeticiones Permisibles	Porcentaje de daño
1	2	3	4	5	6	7

Ejes sencillos

8. Esfuerzo equivalente	10. Factor de erosión
9. Factor de rango de esfuerzo	

Ejes tandem

11. Esfuerzo equivalente	13. Factor de erosión
12. Factor de rango de esfuerzo	

Total				Total		
				SUMA		

Este método se utiliza cuando se ha determinado o estimado la distribución detallada de las cargas por eje. La tabla 6.3 es una hoja de trabajo que muestra el formato para realizar el diseño, este requiere de los siguientes datos:

- 1) El tipo de juntas y acotamientos.
- 2) La resistencia del concreto a la tensión MR a los 28 días.
- 3) El valor de k para la subrasante o la combinación de subrasante y subbase.
- 4) El factor de seguridad por carga LSF.
- 5) La distribución de las cargas por eje (columna 1).
- 6) El número de repeticiones de carga por eje esperados durante el periodo de diseño (columna 3).
- 7) El análisis por fatiga (para el control de la falla por fatiga) y el análisis por erosión (para el control de la erosión del acotamiento, del bombeo de finos y de algunos desperfectos), se efectúan ambos en la hoja de trabajo de la tabla 6.3.
- 8) El análisis por fatiga, que usualmente controla el diseño de pavimentos con tránsito ligero (calles residenciales y caminos secundarios o donde las juntas se construyan con acero de refuerzo o no) y pavimentos con tránsito moderado con juntas con acero de refuerzo.
- 9) El análisis por erosión, que usualmente controla el diseño de pavimentos con tránsito moderado y pesado con juntas sin acero de refuerzo, y pavimentos con tránsito pesado con juntas con acero de refuerzo .
- 10) Las cargas por eje se multiplican por el factor de seguridad por carga para la columna 2.

4.- ANALISIS POR FATIGA

Los resultados del análisis por fatiga son los mismos para pavimentos con juntas con y sin acero de refuerzo , y también para pavimentos con refuerzo continuo.

Para el diseño del pavimento sin acotamiento se utiliza la tabla 6.4

Para el diseño del pavimento con acotamiento se utiliza la tabla 6.5

5.- ANALISIS POR EROSION

- Para el diseño del pavimento sin acotamiento y con pasajuntas se deberá utilizar la tabla 6.6 y la figura 6.2
- Para el diseño del pavimento sin acotamiento y con acero para transmisión de esfuerzos se deberá utilizar la tabla 6.7 y la figura 6.2
- Para el diseño del pavimento con acotamiento y con pasajuntas se deberá utilizar la tabla 6.8 y la figura 6.4
- Para el diseño del pavimento con acotamiento y con acero para transmisión de esfuerzos se deberá utilizar la tabla 6.9 y la figura 6.4

El espesor propuesto no cumplirá con un diseño adecuado si cualquiera de los valores totales del daño por fatiga o erosión es mayor que el 100%. Un mayor espesor tendrá que ser seleccionado para otro cálculo. Un espesor menor será seleccionado si los totales son mucho menores al 100%.

Tabla 6.4 Esfuerzo equivalente. Pavimento sin acotamiento de concreto (Eje sencillo/Eje Tandem).

Slab thickness inch.	k of subgrade - subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	700
4.0	825 / 679	726 / 585	671 / 542	634 / 516	584 / 486	523 / 457	484 / 443
4.5	699 / 586	616 / 500	571 / 460	540 / 435	498 / 406	448 / 378	417 / 363
5.0	602 / 516	531 / 436	493 / 399	467 / 376	432 / 349	390 / 321	363 / 307
5.5	526 / 461	464 / 387	431 / 353	409 / 331	379 / 305	343 / 278	320 / 264
6.0	465 / 416	411 / 348	382 / 316	362 / 296	336 / 271	304 / 246	285 / 232
6.5	417 / 380	367 / 317	341 / 286	324 / 267	300 / 244	273 / 220	256 / 207
7.0	375 / 349	331 / 290	307 / 262	292 / 244	271 / 222	246 / 199	231 / 186
7.5	340 / 323	300 / 268	279 / 241	265 / 224	246 / 203	224 / 181	210 / 169
8.0	311 / 300	274 / 249	255 / 223	242 / 208	225 / 188	205 / 167	192 / 155
8.5	285 / 281	252 / 232	234 / 208	222 / 193	206 / 174	188 / 154	177 / 143
9.0	264 / 264	232 / 218	216 / 195	205 / 181	190 / 163	174 / 144	163 / 133
9.5	245 / 248	215 / 205	200 / 183	190 / 170	176 / 153	161 / 134	151 / 124
10.0	228 / 235	200 / 193	186 / 173	177 / 160	164 / 144	150 / 126	141 / 117
10.5	213 / 222	187 / 183	174 / 164	165 / 151	153 / 136	140 / 119	132 / 110
11.0	200 / 211	175 / 174	163 / 155	154 / 143	144 / 129	131 / 113	123 / 104
11.5	188 / 201	165 / 165	153 / 148	145 / 136	135 / 122	123 / 107	116 / 98
12.0	177 / 192	155 / 158	144 / 141	137 / 130	127 / 116	116 / 102	109 / 93
12.5	168 / 183	147 / 151	136 / 135	129 / 124	120 / 111	109 / 97	103 / 89
13.0	159 / 176	139 / 144	129 / 129	122 / 119	113 / 106	103 / 93	97 / 85
13.5	152 / 168	132 / 138	122 / 123	116 / 114	107 / 102	98 / 89	92 / 81
14.0	144 / 162	125 / 133	116 / 118	110 / 109	102 / 98	93 / 85	88 / 78

Tabla 6.5 Esfuerzo equivalente. Pavimento con acotamiento de concreto (Eje sencillo/Eje Tandem).

Slab thickness inch.	k of subgrade - subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	700
4.0	640 / 534	559 / 468	517 / 439	489 / 422	452 / 403	409 / 388	383 / 384
4.5	547 / 461	479 / 400	444 / 372	421 / 356	390 / 338	355 / 322	333 / 316
5.0	475 / 404	417 / 349	387 / 323	367 / 308	341 / 290	311 / 274	294 / 267
5.5	418 / 360	368 / 309	342 / 285	324 / 271	302 / 254	276 / 238	261 / 231
6.0	372 / 325	327 / 277	304 / 255	289 / 241	270 / 225	247 / 210	234 / 203
6.5	334 / 295	294 / 251	274 / 230	260 / 218	243 / 203	223 / 188	212 / 180
7.0	302 / 270	266 / 230	248 / 210	236 / 198	220 / 184	203 / 170	192 / 162
7.5	275 / 250	243 / 211	226 / 193	215 / 182	201 / 168	185 / 155	176 / 148
8.0	252 / 232	222 / 196	207 / 179	197 / 168	185 / 155	170 / 142	162 / 135
8.5	232 / 216	205 / 182	191 / 166	182 / 156	170 / 144	157 / 131	150 / 125
9.0	215 / 202	190 / 171	177 / 155	169 / 146	158 / 134	146 / 122	139 / 116
9.5	200 / 190	176 / 160	164 / 146	157 / 137	147 / 126	136 / 114	129 / 108
10.0	186 / 179	164 / 151	153 / 137	146 / 129	137 / 118	127 / 107	121 / 101
10.5	174 / 170	154 / 143	144 / 130	137 / 121	128 / 111	119 / 101	113 / 95
11.0	164 / 161	144 / 135	135 / 123	129 / 115	120 / 105	112 / 95	106 / 90
11.5	154 / 153	136 / 128	127 / 117	121 / 109	113 / 100	105 / 90	100 / 85
12.0	145 / 146	128 / 122	120 / 111	114 / 104	107 / 95	99 / 86	95 / 81
12.5	137 / 139	121 / 117	113 / 106	109 / 99	101 / 91	94 / 82	90 / 77
13.0	130 / 133	115 / 112	107 / 101	102 / 95	96 / 86	89 / 78	85 / 73
13.5	124 / 127	109 / 107	102 / 97	97 / 91	91 / 83	85 / 74	81 / 70
14.0	118 / 122	104 / 103	97 / 93	93 / 87	87 / 79	81 / 71	77 / 67

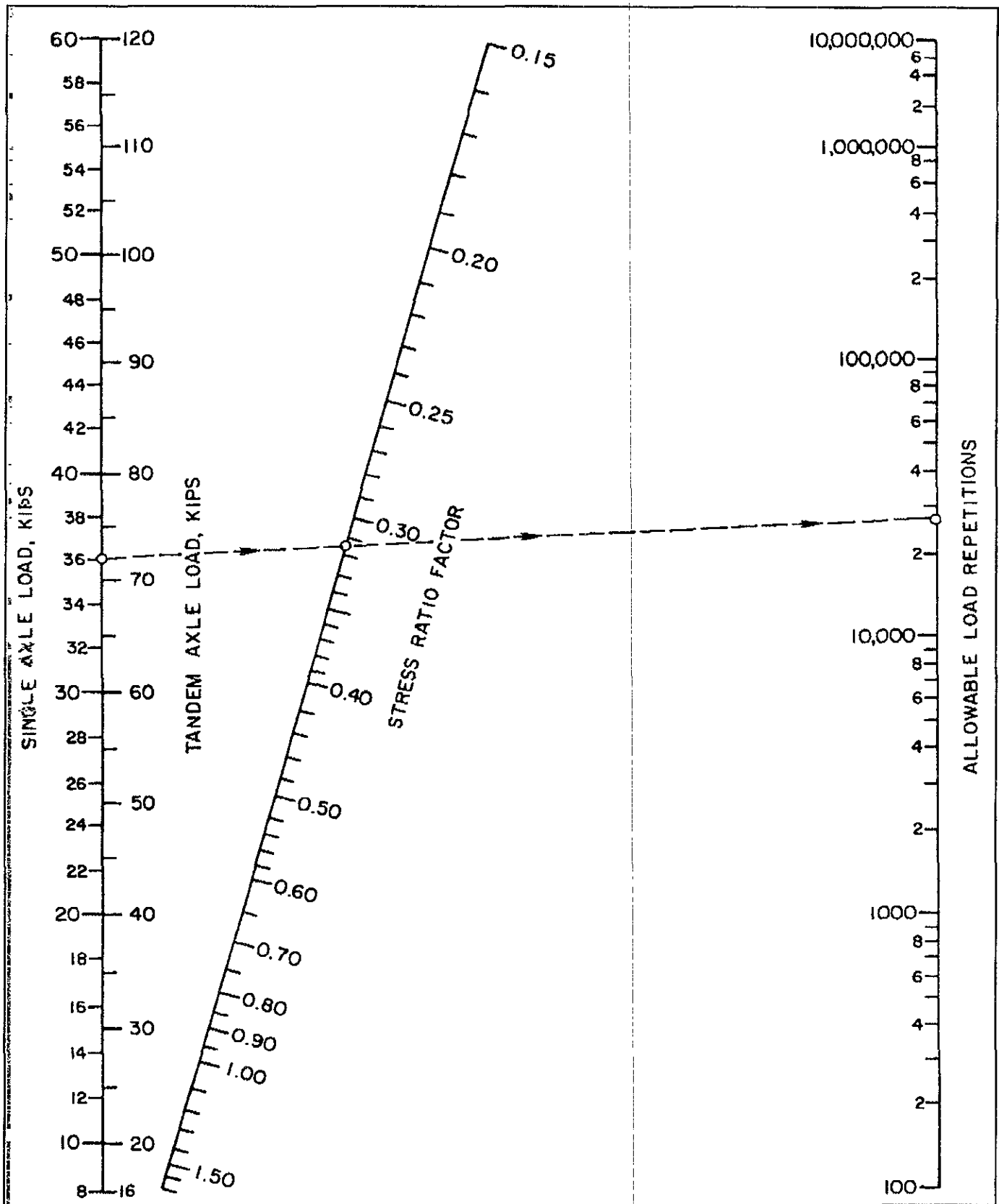


Figura 6.2 Análisis por fatiga. Repeticiones de carga permisibles basadas en el factor de relación de esfuerzos, para superficies de rodamiento con y sin acotamientos de concreto.

Tabla 6.6 Factores de erosión. Pavimento sin acotamiento de concreto (Eje sencillo/Eje Tandem) .

CON PASAJUNTAS.

Slab thickness inch.	k of subgrade - subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4.0	3.74 / 3.83	3.73 / 3.79	3.72 / 3.75	3.71 / 3.73	3.70 / 3.70	3.68 / 3.67
4.5	3.59 / 3.70	3.57 / 3.65	3.56 / 3.61	3.55 / 3.58	3.54 / 3.55	3.52 / 3.53
5.0	3.45 / 3.58	3.43 / 3.52	3.42 / 3.48	3.41 / 3.45	3.40 / 3.42	3.38 / 3.40
5.5	3.33 / 3.47	3.31 / 3.41	3.29 / 3.36	3.28 / 3.33	3.27 / 3.30	3.26 / 3.28
6.0	3.22 / 3.38	3.19 / 3.31	3.18 / 3.26	3.17 / 3.23	3.15 / 3.20	3.14 / 3.17
6.5	3.11 / 3.29	3.09 / 3.22	3.07 / 3.16	3.06 / 3.13	3.05 / 3.10	3.03 / 3.07
7.0	3.02 / 3.21	2.99 / 3.14	2.97 / 3.08	2.96 / 3.05	2.95 / 3.01	2.94 / 2.98
7.5	2.93 / 3.14	2.91 / 3.06	2.88 / 3.00	2.87 / 2.97	2.86 / 2.93	2.84 / 2.90
8.0	2.85 / 3.07	2.82 / 2.99	2.80 / 2.93	2.79 / 2.89	2.77 / 2.85	2.76 / 2.82
8.5	2.77 / 3.01	2.74 / 2.93	2.72 / 2.86	2.71 / 2.82	2.69 / 2.78	2.68 / 2.75
9.0	2.70 / 2.96	2.67 / 2.87	2.65 / 2.80	2.63 / 2.76	2.62 / 2.71	2.61 / 2.68
9.5	2.63 / 2.90	2.60 / 2.81	2.58 / 2.74	2.56 / 2.70	2.55 / 2.65	2.54 / 2.62
10.0	2.56 / 2.85	2.54 / 2.76	2.51 / 2.68	2.50 / 2.64	2.48 / 2.59	2.47 / 2.56
10.5	2.50 / 2.81	2.47 / 2.71	2.45 / 2.63	2.44 / 2.59	2.42 / 2.54	2.41 / 2.51
11.0	2.44 / 2.76	2.42 / 2.67	2.39 / 2.58	2.38 / 2.54	2.36 / 2.49	2.35 / 2.45
11.5	2.38 / 2.72	2.36 / 2.62	2.33 / 2.54	2.32 / 2.49	2.30 / 2.44	2.29 / 2.40
12.0	2.33 / 2.68	2.30 / 2.58	2.28 / 2.49	2.26 / 2.44	2.25 / 2.39	2.23 / 2.36
12.5	2.28 / 2.64	2.25 / 2.54	2.23 / 2.45	2.21 / 2.40	2.19 / 2.35	2.18 / 2.31
13.0	2.23 / 2.61	2.20 / 2.50	2.18 / 2.41	2.16 / 2.36	2.14 / 2.30	2.13 / 2.27
13.5	2.18 / 2.57	2.15 / 2.47	2.13 / 2.37	2.11 / 2.32	2.09 / 2.26	2.08 / 2.23
14.0	2.13 / 2.54	2.11 / 2.43	2.08 / 2.34	2.07 / 2.29	2.05 / 2.23	2.03 / 2.19

Tabla 6.7 Factores de erosión. Pavimento sin acotamiento de concreto (Eje sencillo/Eje Tandem) .

CON ACERO PARA TRANSMISION DE ESFUERZOS.

Slab thickness inch.	k of subgrade - subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4.0	3.94 / 4.03	3.91 / 3.95	3.88 / 3.89	3.86 / 3.86	3.82 / 3.83	3.77 / 3.80
4.5	3.79 / 3.91	3.76 / 3.82	3.73 / 3.75	3.71 / 3.72	3.68 / 3.68	3.64 / 3.65
5.0	3.66 / 3.81	3.63 / 3.72	3.60 / 3.64	3.58 / 3.60	3.55 / 3.55	3.52 / 3.52
5.5	3.54 / 3.72	3.51 / 3.62	3.48 / 3.53	3.46 / 3.49	3.43 / 3.44	3.41 / 3.40
6.0	3.44 / 3.64	3.40 / 3.53	3.37 / 3.44	3.35 / 3.40	3.32 / 3.34	3.30 / 3.30
6.5	3.34 / 3.56	3.30 / 3.46	3.26 / 3.36	3.25 / 3.31	3.22 / 3.25	3.20 / 3.21
7.0	3.26 / 3.49	3.21 / 3.39	3.17 / 3.29	3.15 / 3.24	3.13 / 3.17	3.11 / 3.13
7.5	3.18 / 3.43	3.13 / 3.32	3.09 / 3.22	3.07 / 3.17	3.04 / 3.10	3.02 / 3.06
8.0	3.11 / 3.37	3.05 / 3.26	3.01 / 3.16	2.99 / 3.10	2.96 / 3.03	2.94 / 2.99
8.5	3.04 / 3.32	2.98 / 3.21	2.93 / 3.10	2.91 / 3.04	2.88 / 2.97	2.87 / 2.93
9.0	2.98 / 3.27	2.91 / 3.16	2.86 / 3.05	2.84 / 2.99	2.81 / 2.92	2.79 / 2.87
9.5	2.92 / 3.22	2.85 / 3.11	2.80 / 3.00	2.77 / 2.94	2.75 / 2.86	2.73 / 2.81
10.0	2.86 / 3.18	2.79 / 3.06	2.74 / 2.95	2.71 / 2.89	2.68 / 2.81	2.66 / 2.76
10.5	2.81 / 3.14	2.74 / 3.02	2.68 / 2.91	2.65 / 2.84	2.62 / 2.76	2.60 / 2.72
11.0	2.77 / 3.10	2.69 / 2.98	2.63 / 2.86	2.60 / 2.80	2.57 / 2.72	2.54 / 2.67
11.5	2.72 / 3.06	2.64 / 2.94	2.58 / 2.82	2.55 / 2.76	2.51 / 2.68	2.49 / 2.63
12.0	2.68 / 3.03	2.60 / 2.90	2.53 / 2.78	2.50 / 2.72	2.46 / 2.64	2.44 / 2.59
12.5	2.64 / 2.99	2.55 / 2.87	2.48 / 2.75	2.45 / 2.68	2.41 / 2.60	2.39 / 2.55
13.0	2.60 / 2.96	2.51 / 2.83	2.44 / 2.71	2.40 / 2.65	2.36 / 2.56	2.34 / 2.51
13.5	2.56 / 2.93	2.47 / 2.80	2.40 / 2.68	2.36 / 2.61	2.32 / 2.53	2.30 / 2.48
14.0	2.53 / 2.90	2.44 / 2.77	2.36 / 2.65	2.32 / 2.58	2.28 / 2.50	2.25 / 2.44

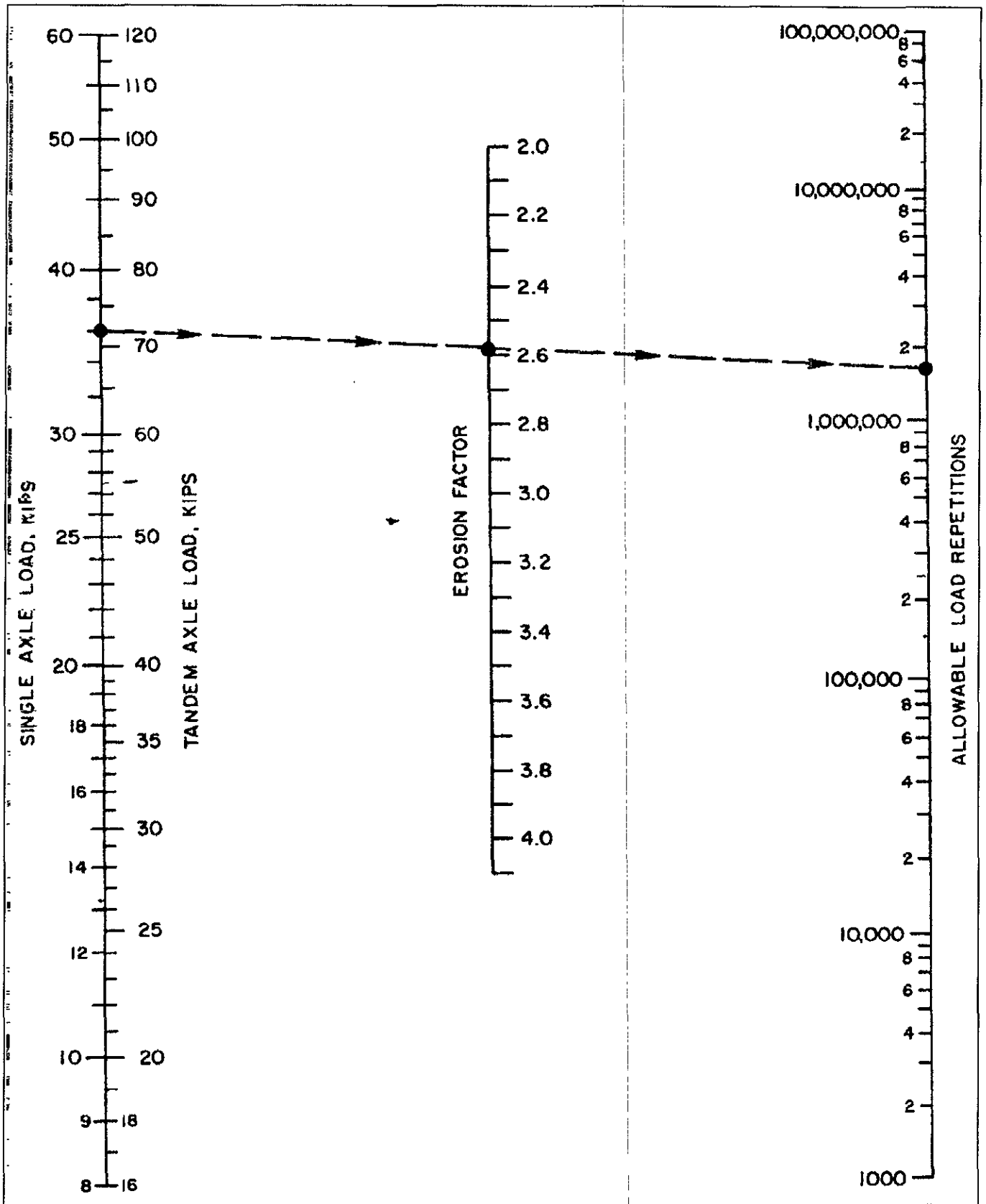


Figura 6.3 Análisis por erosión. Repeticiones de carga permisibles basadas en el factor de erosión sin acotamientos de concreto.

Tabla 6.8 Factores de erosión. Pavimento con acotamiento de concreto (Eje sencillo/Eje Tandem) .

CON PASAJUNTAS.						
Slab thickness inch.	k of subgrade - subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4.0	3.28 / 3.30	3.24 / 3.20	3.21 / 3.13	3.19 / 3.10	3.15 / 3.09	3.12 / 3.08
4.5	3.13 / 3.19	3.09 / 3.08	3.06 / 3.00	3.04 / 2.96	3.01 / 2.93	2.98 / 2.91
5.0	3.01 / 3.09	2.97 / 2.98	2.93 / 2.89	2.90 / 2.84	2.87 / 2.79	2.85 / 2.77
5.5	2.90 / 3.01	2.85 / 2.89	2.81 / 2.79	2.79 / 2.74	2.76 / 2.68	2.73 / 2.65
6.0	2.79 / 2.93	2.75 / 2.82	2.70 / 2.71	2.68 / 2.65	2.65 / 2.58	2.62 / 2.54
6.5	2.70 / 2.86	2.65 / 2.75	2.61 / 2.63	2.58 / 2.57	2.55 / 2.50	2.52 / 2.45
7.0	2.61 / 2.79	2.56 / 2.68	2.52 / 2.56	2.49 / 2.50	2.46 / 2.42	2.43 / 2.38
7.5	2.53 / 2.73	2.48 / 2.62	2.44 / 2.50	2.41 / 2.44	2.38 / 2.36	2.35 / 2.31
8.0	2.46 / 2.68	2.41 / 2.56	2.36 / 2.44	2.33 / 2.38	2.30 / 2.30	2.27 / 2.24
8.5	2.39 / 2.62	2.34 / 2.51	2.29 / 2.39	2.26 / 2.32	2.22 / 2.24	2.20 / 2.18
9.0	2.32 / 2.57	2.27 / 2.46	2.22 / 2.34	2.19 / 2.27	2.16 / 2.19	2.13 / 2.13
9.5	2.26 / 2.52	2.21 / 2.41	2.16 / 2.29	2.13 / 2.22	2.09 / 2.14	2.07 / 2.08
10.0	2.20 / 2.47	2.15 / 2.36	2.10 / 2.25	2.07 / 2.18	2.03 / 2.09	2.01 / 2.03
10.5	2.15 / 2.43	2.09 / 2.32	2.04 / 2.20	2.01 / 2.14	1.97 / 2.05	1.95 / 1.99
11.0	2.10 / 2.39	2.04 / 2.28	1.99 / 2.16	1.95 / 2.09	1.92 / 2.01	1.89 / 1.95
11.5	2.05 / 2.35	1.99 / 2.24	1.93 / 2.12	1.90 / 2.05	1.87 / 1.97	1.84 / 1.91
12.0	2.00 / 2.31	1.94 / 2.20	1.88 / 2.09	1.85 / 2.02	1.82 / 1.93	1.79 / 1.87
12.5	1.95 / 2.27	1.89 / 2.16	1.84 / 2.05	1.81 / 1.98	1.77 / 1.89	1.74 / 1.84
13.0	1.91 / 2.23	1.85 / 2.13	1.79 / 2.01	1.76 / 1.95	1.72 / 1.86	1.70 / 1.80
13.5	1.86 / 2.20	1.81 / 2.09	1.75 / 1.98	1.72 / 1.91	1.68 / 1.83	1.65 / 1.77
14.0	1.82 / 2.17	1.76 / 2.06	1.71 / 1.95	1.67 / 1.88	1.64 / 1.80	1.61 / 1.74

Tabla 6.9 Factores de erosión. Pavimento con acotamiento de concreto (Eje sencillo/Eje Tandem) .

CON ACERO PARA TRANSMISION DE ESFUERZOS.						
Slab thickness inch.	k of subgrade - subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4.0	3.46 / 3.49	3.42 / 3.39	3.38 / 3.32	3.36 / 3.29	3.32 / 3.26	3.28 / 3.24
4.5	3.32 / 3.39	3.28 / 3.28	3.24 / 3.19	3.22 / 3.16	3.19 / 3.12	3.15 / 3.09
5.0	3.20 / 3.30	3.16 / 3.18	3.12 / 3.09	3.10 / 3.05	3.07 / 3.00	3.04 / 2.97
5.5	3.10 / 3.22	3.05 / 3.10	3.01 / 3.00	2.99 / 2.95	2.96 / 2.90	2.93 / 2.86
6.0	3.00 / 3.15	2.95 / 3.02	2.90 / 2.92	2.88 / 2.87	2.86 / 2.81	2.83 / 2.77
6.5	2.91 / 3.08	2.86 / 2.96	2.81 / 2.85	2.79 / 2.79	2.76 / 2.73	2.74 / 2.68
7.0	2.83 / 3.02	2.77 / 2.90	2.73 / 2.78	2.70 / 2.72	2.68 / 2.66	2.65 / 2.61
7.5	2.76 / 2.97	2.70 / 2.84	2.65 / 2.72	2.62 / 2.66	2.60 / 2.59	2.57 / 2.54
8.0	2.69 / 2.92	2.63 / 2.79	2.57 / 2.67	2.55 / 2.61	2.52 / 2.53	2.50 / 2.48
8.5	2.63 / 2.88	2.56 / 2.74	2.51 / 2.62	2.48 / 2.55	2.45 / 2.48	2.43 / 2.43
9.0	2.57 / 2.83	2.50 / 2.70	2.44 / 2.57	2.42 / 2.51	2.39 / 2.43	2.36 / 2.38
9.5	2.51 / 2.79	2.44 / 2.65	2.38 / 2.53	2.36 / 2.46	2.33 / 2.38	2.30 / 2.33
10.0	2.46 / 2.75	2.39 / 2.61	2.33 / 2.49	2.30 / 2.42	2.27 / 2.34	2.24 / 2.28
10.5	2.41 / 2.72	2.33 / 2.58	2.27 / 2.45	2.24 / 2.38	2.21 / 2.30	2.19 / 2.24
11.0	2.36 / 2.68	2.28 / 2.54	2.22 / 2.41	2.19 / 2.34	2.16 / 2.26	2.14 / 2.20
11.5	2.32 / 2.65	2.24 / 2.51	2.17 / 2.38	2.14 / 2.31	2.11 / 2.22	2.09 / 2.16
12.0	2.28 / 2.62	2.19 / 2.48	2.13 / 2.34	2.10 / 2.27	2.06 / 2.19	2.04 / 2.13
12.5	2.24 / 2.59	2.15 / 2.45	2.09 / 2.31	2.05 / 2.24	2.02 / 2.15	1.99 / 2.10
13.0	2.20 / 2.56	2.11 / 2.42	2.04 / 2.28	2.01 / 2.21	1.98 / 2.12	1.95 / 2.06
13.5	2.16 / 2.53	2.08 / 2.39	2.00 / 2.25	1.97 / 2.18	1.93 / 2.09	1.91 / 2.03
14.0	2.13 / 2.51	2.04 / 2.36	1.97 / 2.23	1.93 / 2.15	1.89 / 2.06	1.87 / 2.00

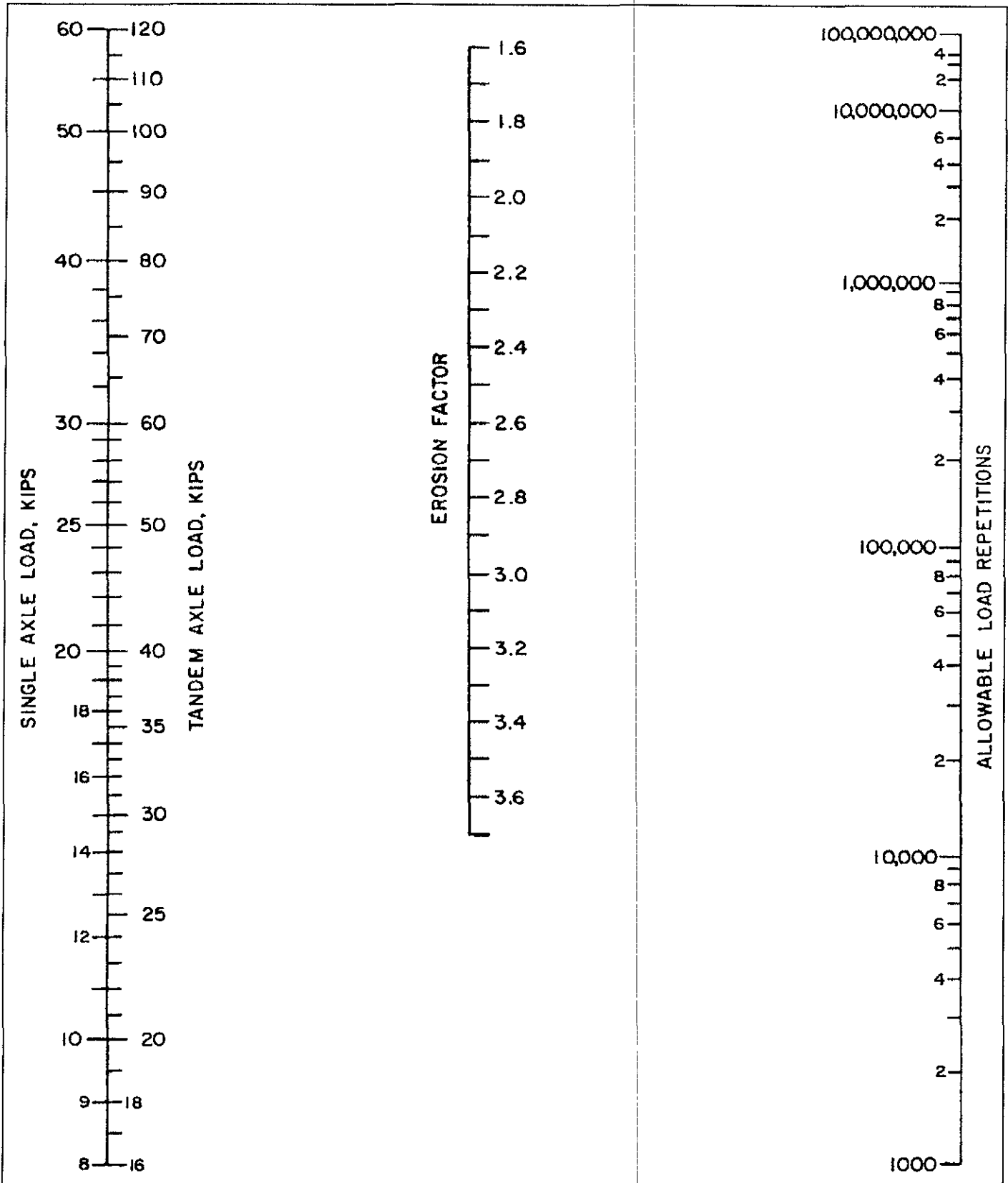








Figura 6.4 Análisis de erosión. Repeticiones de carga permisibles basadas en el factor de erosión con acotamientos de concreto.

DISEÑO DEL PAVIMENTO

A continuación se desarrolla el procedimiento de diseño, que consiste fundamentalmente en 3 pasos:

1. Obtención de la clasificación vehicular, el número y tipo de ejes.
2. Cálculo del número de repeticiones de carga esperadas de los diferentes tipos de ejes.
3. Cálculo del espesor del pavimento.

1.- TRANSITO.**ESTADO: OAXACA****LOCALIDAD: PUERTO ESCONDIDO, OAXACA. CARRETERA PINOTEPA NACIONAL- SALINA CRUZ. KM 135+000 AL 145+000****PERIODO DE DISEÑO = 15.00****TASA ANUAL DE CRECIMIENTO = 5.00**

TIPO DE VEHICULO	EJE	CARGA	T	NUMERO / (D, M,A)	TIPO DE VEHICULO	EJE	CARGA	T	NUMERO / (D, M,A)	
 A'2	F	2.20	1	1,534 D	 C3	F	12.10	1	102 D	
	M	0.00	0			M	0.00	0		
	R	2.20	1			R	39.60	2		
 B2	F	3.74	1	562 D	 T3S2	F	12.10	1	26 D	
	M	0.00	0			M	39.60	2		
	R	8.36	1			R	39.60	2		
 C2	F	12.10	1	307 D	 T3S3	F	12.10	1	26 D	
	M	0.00	0			M	39.60	2		
	R	22.00	1			R	49.50	3		
	F	FRENTE		1	SENCILLO			D	DIA	
	M	MEDIO		2	TANDEM			M	MES	
	R	TRASERO		3	TRIPLE			A	AÑO	

2.- CALCULO DE LAS REPETICIONES ESPERADAS.

A continuación se efectúa el cálculo de las repeticiones de carga esperadas de los diferentes tipos de ejes, estos valores se utilizan en la columna número 3 de la tabla 6.3

CARGA POR EJE	NUMERO DE EJES	DIAS POR AÑO	PERIODO DE DISEÑO DE AÑOS	CARRIL DE DISEÑO	REPETICIONES ESPERADAS
A	B	C	D	E	F = A*B*C*D*E
8,360	562	365	20	0.5	2'051,300
12,100	461	365	20	0.5	1'682,650
22,000	307	365	20	0.5	1'120,550
39,600	180	365	20	0.5	657,000
49,500	26	365	20	0.5	94,900

3.- CALCULO DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO.

Proyecto : Puerto Escondido Oaxaca.					
Esesor propuesto	7.25 inch.	(18.4 cm.)	Pasajuntas	si ✓	no
Subbase-subrasante k	260 pci.		Acotamiento de concreto	si	no ✓
Módulo de ruptura, MR	597 psi.		Periodo de diseño	20	años
Factor de seguridad por carga, LSF	1.2				

Carga por eje kips	Multiplicado por LSF	Repeticiones esperadas	Análisis de fatiga		Análisis de erosión	
			Rrepeticiones Permisibles	Porcentaje de fatiga	Rrepeticiones Permisibles	Porcentaje de daño
1	2	3	4	5	6	7

8. Esfuerzo equivalente	266	10. Factor de erosión	2.91
9. Factor de rango de esfuerzo	0.445		

Ejes sencillos

22.00	26.40	1'120,550	13,438	83.39	1'100,000	1.02
12.10	14.52	1'682,650	-----	-----	-----	-----
8.36	10.03	2'051,300	-----	-----	-----	-----

11. Esfuerzo equivalente	221	13. Factor de erosión	3.02
12. Factor de rango de esfuerzo	0.37		

Ejes tandem

49.50	59.40	94,900	33,075	2.87	230,000	0.41
39.60	47.52	657,000	1'000,000	0.66	700,000	0.94
			Total	86.92	Total	2.37
					SUMA	89.29

Para el cálculo del espesor de pavimento se consideró lo siguiente:

- Considerando los resultados de las pruebas de laboratorio para la obtención del VRS de la subrasante con un valor de 17%, se encuentra en la tabla 3.15 una correlación con un valor del módulo de reacción de la subrasante $k = 240$ pci. En la tabla 6.1 se encuentra un valor de k (subrasante - subbase) de 260 pci, considerando una subbase de 6" (15 cm.) no tratada.
- El factor de seguridad recomendado por el tipo de proyecto es de 1.2.
- Se considera para el diseño la colocación de pasajuntas en la estructura del pavimento y que la superficie de rodamiento no tiene acotamientos de concreto, contando con acero para transmisión de esfuerzos.
- El periodo de diseño es de 20 años.

Los valores anotados en la tabla de diseño se obtuvieron de la siguiente manera:

- El dato 8 se obtiene de la tabla 6.4 para eje sencillo.
- El dato 9 resulta de dividir el dato 8 entre el valor del MR ($266 / 597 = 0.445$), este dato es utilizado en la figura 6.3.
- El dato 10 se obtiene de la tabla 6.7 para eje sencillo al establecer previamente que se contará con acero para transmisión de esfuerzos en la capa de concreto, este dato se utiliza en la figura 6.3.
- El dato 11 se obtiene de la tabla 6.4 para eje tandem.
- El dato 12 es el cociente del dato 11 entre MR ($221 / 597 = 0.37$), este dato es utilizado en la figura 6.2.
- El dato 13 se obtiene de la tabla 6.7 para eje tandem, y se utiliza en la figura 6.3.
- Los valores de la columna 4 se obtienen en la figura 6.2, tomando en cuenta el tipo y carga del eje, y los datos 9 y 12.
- Los valores de la columna 5 resultan de dividir la columna 3 entre la columna 4
- Los valores de la columna 6 se obtienen en la figura 6.3, dependiendo de la carga del eje y su tipo, y los datos 10 y 13.
- Los valores totales sumados de las columnas 5 y 7, no deberán exceder del 100% pero si deberán estar muy cercanos a este valor, para determinar que los espesores propuestos de las diferentes capas son admisibles.

Como esta última condición se cumple, entonces el diseño del pavimento queda de la siguiente manera:

SECCION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

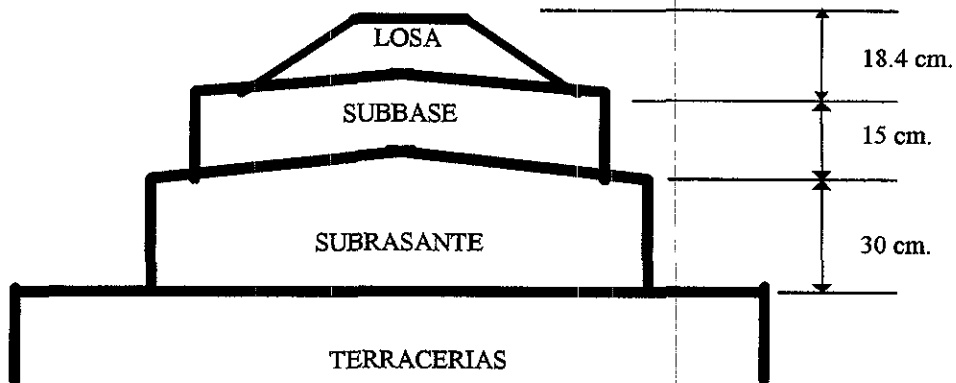


Figura 6.5 Espesores de las capas para el pavimento rígido, obtenidos mediante la aplicación del método de la PCA.

6.3 METODO AASHTO 86 (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS)

La guía de diseño AASHTO para pavimentos rígidos fue desarrollada al mismo tiempo que la guía de diseño AASHTO para pavimentos flexibles y publicada en el mismo manual. El diseño está basado en las ecuaciones empíricas obtenidas de las especificaciones del Manual de Pruebas de Carreteras AASHTO, con algunas modificaciones adicionadas derivadas de la teoría y la experiencia. En esta parte, sólo se presenta el diseño del espesor del pavimento.

VARIABLES DE DISEÑO

Las variables de diseño para pavimentos flexibles, tales como el tiempo límite, el tránsito, la confiabilidad, los efectos del medio ambiente, la serviciabilidad, la etapa de construcción y los efectos por la helada, son las mismas para los pavimentos rígidos, por lo que a continuación sólo se discuten las siguientes variables: el módulo de reacción de la subrasante (k) y sus variantes, el módulo elástico del concreto (E_c), el módulo de ruptura del concreto (S_c o M_R), el coeficiente de transferencia de carga (J), y el coeficiente de drenaje (C_d).

- a) **MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE.** La propiedad del terreno de cimentación usada en el diseño de un pavimento rígido es el módulo de reacción de la subrasante (k) en lugar del módulo de resiliencia (M_R). Por lo tanto es necesario convertir M_R a k . Al igual que los valores de M_R , los valores de k varían también con la temporada del año, por lo que es necesario evaluar el daño relativo provocado por dicho cambio.

a.1) **CORRELACION CON EL MODULO DE RESILIENCIA.** No es única la correlación entre k y M_R , además de que cualquier relación entre ambos es arbitraria pues depende de si los esfuerzos o las deflexiones se usan como variables de comparación, de si las cargas son aplicadas en el interior, borde o esquina de la losa, y de la superficie sobre la que se apoyará la losa, como a continuación se muestra.

a.1.1) **SIN SUBBASE.** Si la losa se coloca directamente sobre la subrasante, sin una subbase, AASHTO sugirió usar la siguiente relación teórica basada en un análisis de la prueba de placa:

$$k = M_R / 19.4 \quad (\text{ec. 6.2})$$

en la cual k está en pci y M_R esta en psi. Esta ecuación da un valor de k que es demasiado grande. Para correlacionar k con M_R , una placa muy grande deberá ser usada. El uso de una placa de 30 in. (762 mm.) de diámetro es arbitraria y es solamente el camino más práctico para obtener un valor dado de k , porque las pruebas con placas más grandes serán más costosas y difíciles de llevar a cabo. Por lo tanto, el usar la ecuación 6.2 basada en una placa de 30 in. de diámetro para calcular k de M_R , es engañosa y resultará en esfuerzos y deflexiones que son demasiado pequeñas comparadas con aquellas basadas en el valor de M_R .

a.1.2) CON SUBBASE. Si existe una subbase entre la losa y la subrasante, el módulo de reacción de esta última se convertirá en un módulo de reacción compuesto de la subrasante, que puede determinarse de la figura 6.6 . El módulo está basado en una subrasante de espesor infinito y se denota por k_{∞} . Los valores de k obtenidos de la gráfica son también grandes y no representan lo que realmente ocurre en campo.

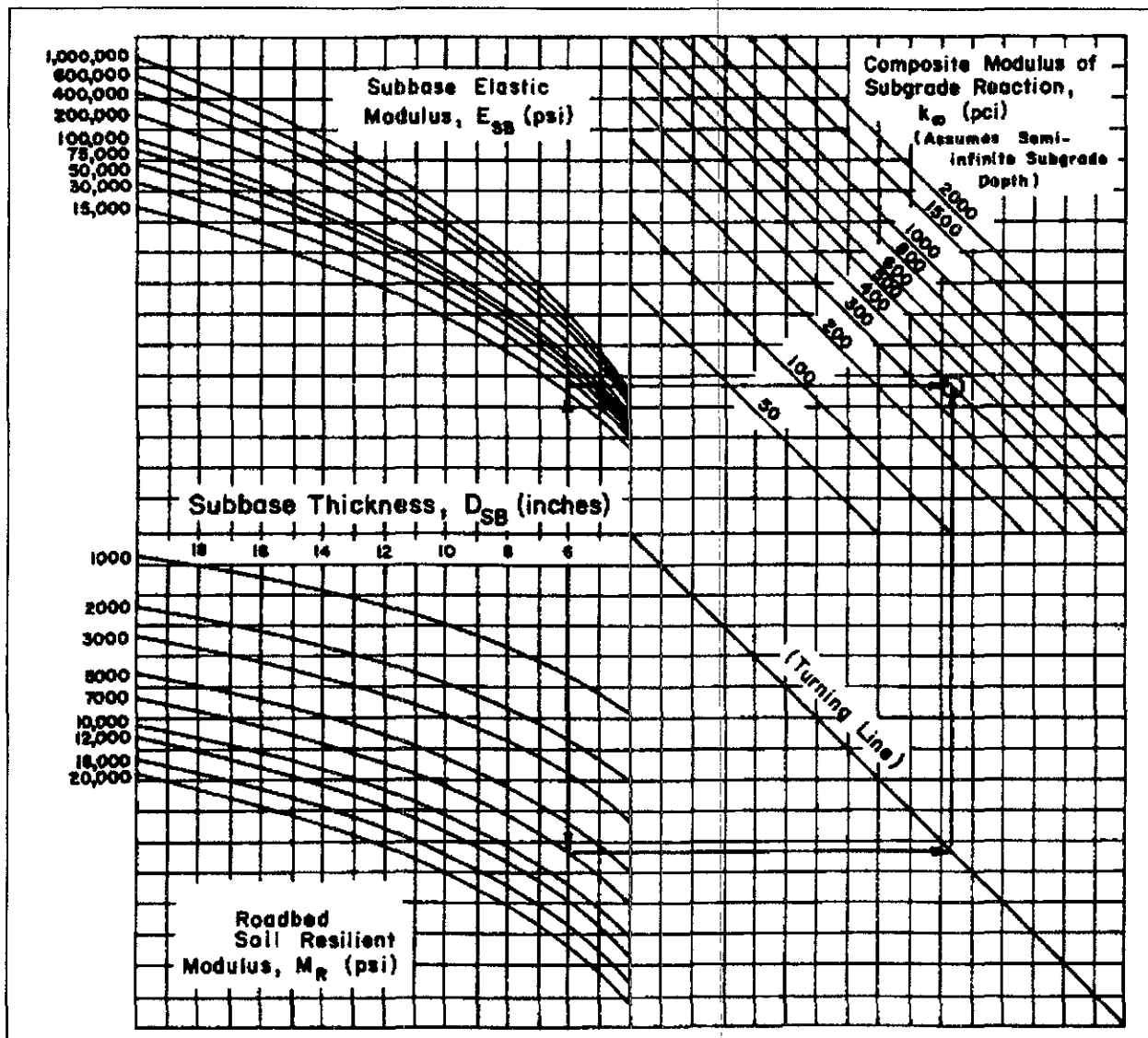


Figura 6.6 Gráfica para estimar el módulo de reacción de la subrasante (1 in. = 25.4 mm; 1psi = 6.9 k Pa; 1pci = 271.3 kN/m³).

El módulo de reacción compuesto de la subrasante puede determinarse como sigue:

1. En la figura 6.6 se traza una línea vertical hacia arriba de la escala horizontal con un espesor de subbase D_{SB} hasta tocar un punto correspondiente a un módulo de resiliencia de subbase E_{SB} .
2. La misma línea se traza hacia abajo hasta intersectar la curva con un módulo de resiliencia del terreno de cimentación M_R y después la línea es transportada horizontalmente hasta intersectar la línea de cambio de dirección.
3. Una línea horizontal se traza del punto tocado en el paso anterior y una línea vertical se traza del punto intersectado en la línea de cambio de dirección del paso 2. La intersección de las dos líneas nos da el valor de k_{∞} .

a.1.3) CIMENTACION RIGIDA A UNA PROFUNDIDAD SOMERA. La ecuación 6.2 y la figura 6.6 están basadas en una profundidad infinita de la subrasante. Si una cimentación rígida se desplanta bajo la subrasante y la profundidad de la subrasante a la cimentación rígida (D_{SG}) es menor de 10 ft (3 m), entonces el módulo de reacción de la subrasante debe modificarse de acuerdo con la gráfica que se muestra en la figura 6.7. La gráfica puede ser aplicada a losas con o sin subbase.

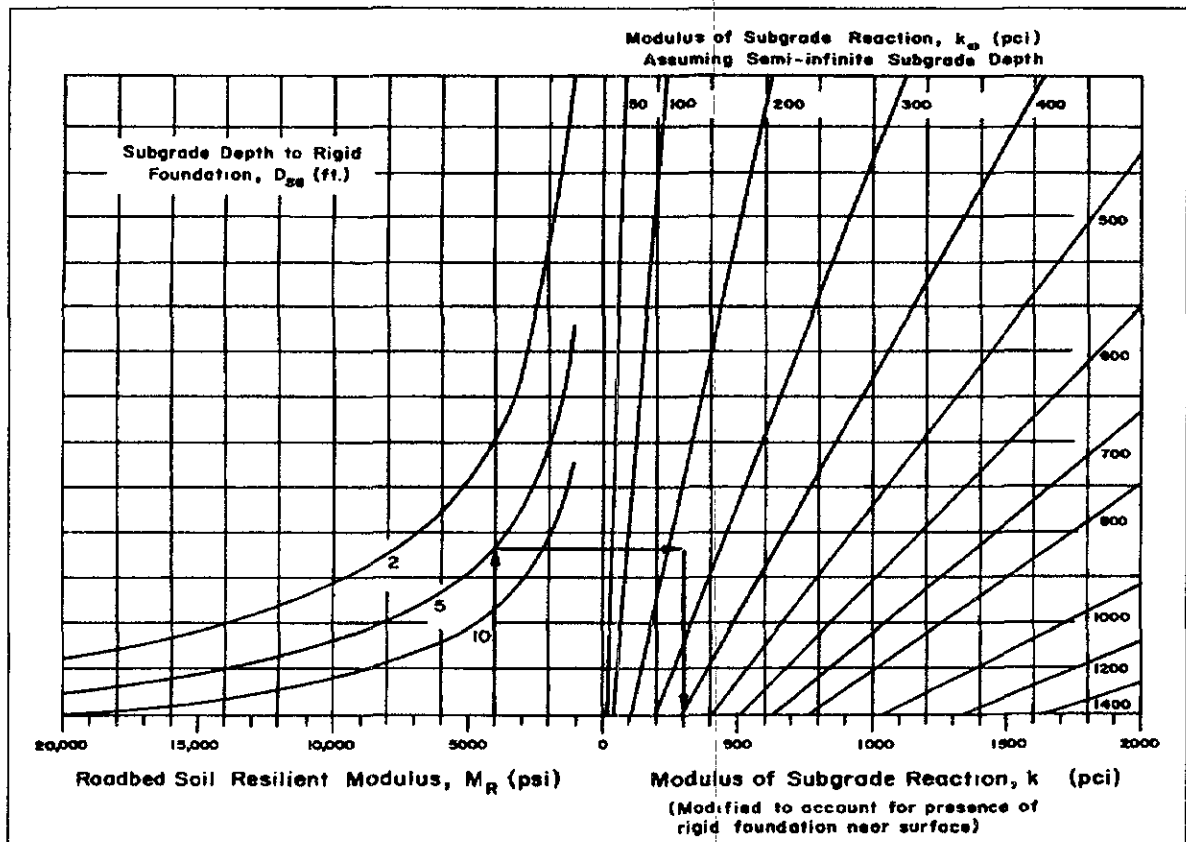


Figura 6.7 Gráfica para modificar el módulo de reacción de la subrasante con cimentación rígida (1 in. = 25.4 mm; 1psi = 6.9 k Pa; 1pci = 271.3 kN/m³).

El módulo de reacción de la subrasante modificado puede obtenerse de la siguiente manera:

En la figura 6.7, trazar una línea vertical en la escala horizontal con el valor de M_R hasta intersectar la curva con el valor de D_{SG} . La línea se transporta horizontalmente hasta llegar a un punto con un valor de k_{∞} y después se traza una línea vertical hasta obtener el k modificado.

a.1.4) **MODULO EFECTIVO DE REACCION DE LA SUBRASANTE.** Es un módulo equivalente que conduciría al mismo daño de la capa si los valores estacionales del módulo fueran usados todo el año.

La ecuación para la evaluación del daño relativo es:

$$U_r = (D^{0.75} - 0.39k_i^{0.25}) 3.42 \quad (\text{ec. 6.3})$$

donde U_r es el daño relativo en porcentaje, D es el espesor del pavimento en pulgadas, y k_i es el módulo de reacción de la subrasante estacional en pci.

El módulo efectivo de reacción de la subrasante puede determinarse de la siguiente manera:

- Para cada valor de k_i y dado el valor de D , obtener el daño relativo U_{ri} .
- Sumar los valores de U_{ri} y obtener el promedio (se promedian los valores obtenidos para los doce meses del año).
- Con el valor obtenido en el paso 2 se entra a la figura 6.8 trazando una línea horizontal hasta tocar la curva con el valor de D .
- Se traza del punto anterior una línea vertical hacia abajo, hasta obtener el valor del módulo efectivo de reacción de la subrasante.

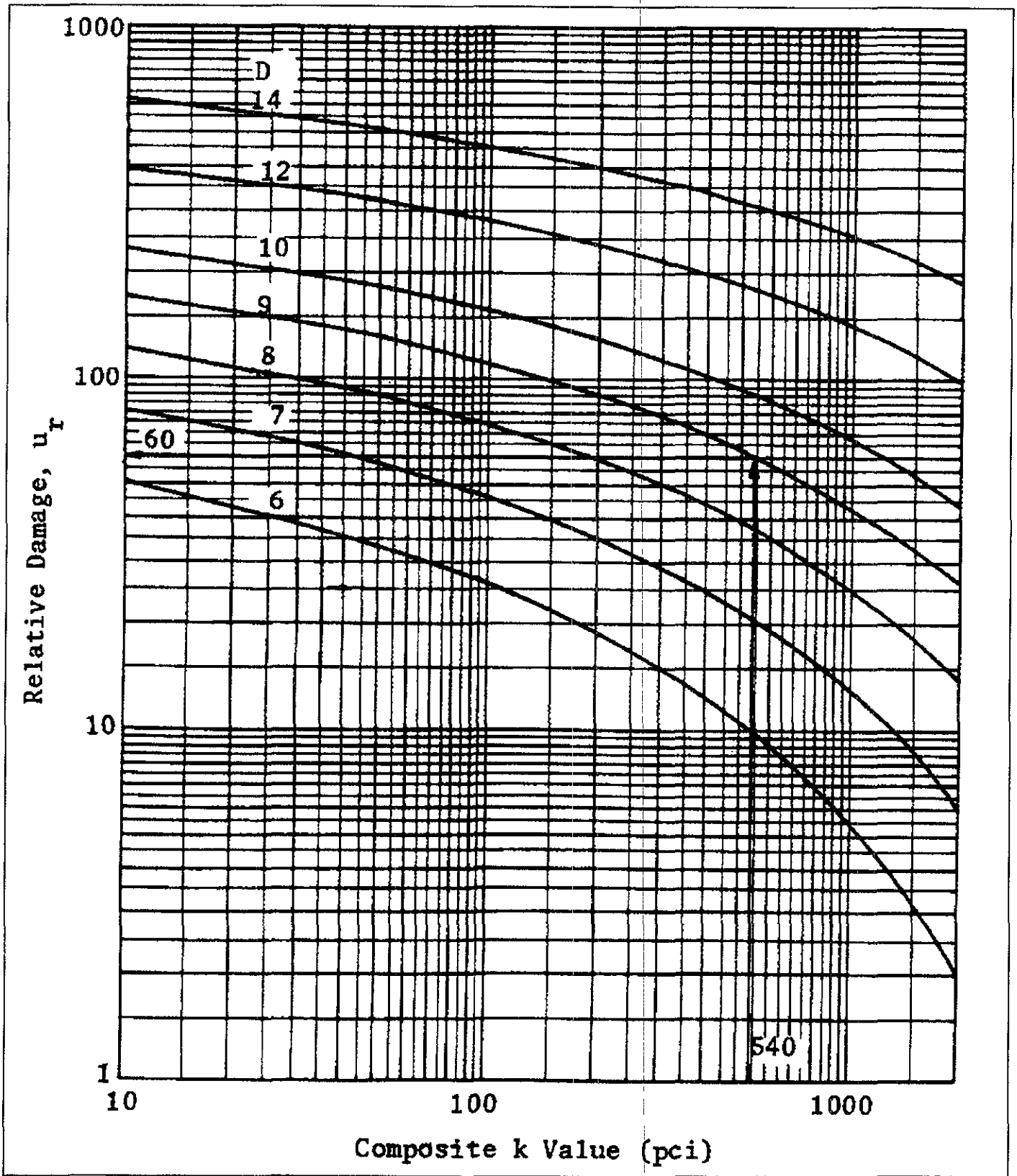


Figura. 6.8 Gráfica para la obtención del daño relativo en pavimentos rígidos (AASHTO 1986).

- b) **MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO.** El módulo de elasticidad del concreto puede ser determinado de acuerdo al procedimiento descrito en las especificaciones ASTM C469 o en función de la resistencia a la compresión del concreto. La siguiente es una correlación recomendada por el A.C.I., como se indica en el capítulo 3:

$$E_c = 57,000 (f'_c)^{1/2} \quad (\text{ec. 6.4})$$

en la cual E_c es el módulo elástico del concreto dado en psi y f'_c es la resistencia a la compresión del concreto en psi.

- c) **MODULO DE RUPTURA DEL CONCRETO.** El módulo de ruptura M_R requerido para el procedimiento de diseño corresponde al valor medio determinado después de 28 días usando el tercer punto de carga, como se especifica en las normas AASHTO 797 o ASTM C78. Si se utiliza el punto central, se pueden correlacionar ambas pruebas para obtener un valor representativo de dicho módulo.

- d) **COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA.** El coeficiente de transferencia de carga J es un factor usado en el diseño de pavimentos rígidos y con el se toma en cuenta la capacidad de una estructura de pavimento de concreto hidráulico para transferir una carga a través de juntas y grietas. El uso de dispositivos de transferencia de carga y de acotamientos rígidos de concreto, incrementan la capacidad de transferencia de carga y reducen el coeficiente de transferencia de carga. La tabla 6.10 muestra los coeficientes recomendados para varios tipos de pavimentos y condiciones de diseño. Las condiciones para las pruebas de carreteras de AASHTO representan un valor de J de 3.2, ya que todas las juntas fueron construídas con pasajuntas lisos y no se utilizaron acotamientos rígidos de concreto.

Type of shoulder	Asphalt		Tied PCC	
	Yes	No	Yes	No
JPCP and JRCP	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2
CRCP	2.9 - 3.2	N / A	2.3 - 2.9	N / A

Tabla 6.10 Valores de coeficientes para transferencia de cargas recomendados para varios tipos de pavimentos y condiciones de diseño.

- e) **COEFICIENTE DE DRENAJE.** La tabla 6.11 proporciona los valores recomendados de Cd basados en la calidad de drenaje y el porcentaje de tiempo durante el cual la estructura del pavimento estaría normalmente expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación. Similar a los pavimentos flexibles, el porcentaje de tiempo depende del promedio anual de lluvias y de las condiciones prevaletientes de drenaje.

Calificación	Filtración	Porcentaje de tiempo que la estructura del pavimento esta expuesta a cambiar su contenido de agua hasta provocar su saturación			
		Menor a 1%	1 - 5 %	5 - 25 %	Mayor a 25 %
Excelente	2 horas	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1 día	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1 semana	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Pobre	1 mes	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy pobre	Nunca	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

Tabla 6.11 Valores recomendados para el coeficiente de drenaje Cd para pavimentos rígidos (AASHTO 1986).

ECUACIONES DE DISEÑO.

Las ecuaciones básicas para pavimentos rígidos estan desarrolladas en la misma forma que las elaboradas para pavimentos flexibles, pero con valores diferentes para las constantes de regresión. Después se modificaron las ecuaciones para incluir muchas variables no consideradas originalmente.

La ecuacion de diseño para pavimentos rígidos es:

$$\text{Log } W_{18} = Z_R S_o + 7.35 \log (D+1) - 0.06 + \frac{\log [(\Delta\text{PSI} / (4.5-1.5))]}{1+1.624 \times 10^7 / (D+1)^{8.46}} +$$

$$(4.22-0.32\text{pt}) \log \left\{ \frac{S_c C_d (D^{0.76} - 1.132)}{215.63 J [D^{0.76} - 18.42 / (E_c / k)^{0.26}]} \right\} \quad (\text{ec. 6. 5})$$

en la cual W_{18} es el número de ESAL, Z_{RSo} es el nivel de confianza, ΔPSI es la pérdida de serviciabilidad, $Sc=690$ psi, $J=3.2$, Cd es el coeficiente de drenaje, y D es el espesor del pavimento en pulgadas.

La ec. 6.5 se puede resolver también usando el nomograma mostrado en la figura 6.9 a y 6.9 b, así como con el programa de computadora DNPS 86.

DISEÑO DEL PAVIMENTO.

Para diseñar el espesor del pavimento de concreto, se parte de que la losa descansará sobre una subbase hidráulica de 15 cm de espesor. Tal espesor no es objeto de cálculo, sino de la experiencia. Nunca se construyen de menos de 10 cm. y probablemente 15 cm. es una buena dimensión mínima.

Las terracerías y la capa subrasante se conformarán con el terreno natural, registrando un VRS (CBR) de diseño del 17%. El espesor de la subrasante se propone de 30 cm.

Los datos del análisis de tránsito son los mismos obtenidos para el diseño del pavimento flexible (TDPA = 5,680 vehículos).

A continuación se desarrolla el procedimiento de diseño consistente en determinar el valor del ESAL para posteriormente entrar a las gráficas de diseño junto con el valor del módulo de reacción de la subrasante y los demás parámetros de diseño, y de esta manera obtener el espesor del pavimento en sus diferentes capas.

CALCULO DEL ESAL

Para el cálculo del factor de carga por eje (EALF), para el diseño del pavimento rígido, se utiliza la tabla 4.2 interpolando valores para obtener datos más exactos:

CARGA POR EJE Lb	NUMERO DE EJES	EALF RIGIDO	
2,200	3,068	0.000380	1.16584
3,740	562	0.001766	0.99250
8,360	562	0.041000	23.0420
12,100	461	0.184250	84.9393
22,000	307	2.340000	718.380
39,600	180	3.726000	670.680
49,500	26	2.928750	76.1475
	5,166		1,575.3471
		Factor de camión =	1,575.3471
			= 0.6163
			2,556

ESAL PAVIMENTO RIGIDO

$$ESAL = (5680) (0.18) (0.6163) (33.06) (0.45) (0.85) (20) (365) =$$

$$\mathbf{58'166,128.37}$$

Tabla 6.12 Cálculo del ESAL de diseño.

Para el diseño del pavimento se utilizó un nivel de confianza de 90% (ver tabla 5.2), con una desviación estándar de 0.30; el módulo de ruptura $M_R = 42 \text{ Kg/cm}^2$ ($S_c = 597 \text{ psi}$); módulo de elasticidad $E_c = 4.02 \times 10^6 \text{ psi}$ para un $f'_c = 350 \text{ Kg./cm}^2$; el coeficiente de transferencia de carga $J = 3.2$; el coeficiente de drenaje $C_d = 1.2$; la serviciabilidad inicial de 4.5 y la final de 2.5.

El módulo de resiliencia de la subrasante fue obtenido de manera indirecta de acuerdo a la correlación con el valor del $VRS = 17\%$ (prueba de laboratorio) y con el apoyo de la figura 3.7 que arroja como valor un $M_R = 13,700 \text{ psi}$.

Para la subbase granular de 15 cm. de espesor y de acuerdo con los informes de los ensayos realizados en los materiales para subbase y base hidráulica, para los bancos "San Pedro" y "Colotepec", se tiene que: En el pavimento nuevo, la capa de subbase será conformada con material de banco, el cual debe cumplir con un VRS mínimo del 50%, Para el diseño se utilizará el 85%, de pruebas de laboratorio.

Con el VRS (CBR) = 85 %, en la gráfica de correlación para la estimación del módulo de resiliencia de subbases mostrado en la figura 3.13, se encuentra un módulo de resiliencia M_R para subbase $E_{SB} = 20.3 \times 10^4 = 20,300$ psi.

El módulo de reacción k para entrar a las gráficas de diseño se convertirá en un módulo compuesto de la subrasante k_{∞} como se explica en el punto a.1.2) y puede determinarse de la figura 6.6 entrando con los valores $D_{SB} = 6$ in. (15 cm. de espesor de subbase), $E_{SB} = 20,300$ psi. y $M_R = 13,700$ psi. arrojando un valor de $k_{\infty} = 700$ pci.

El espesor requerido D se determina con el siguiente procedimiento:

DATOS

ESAL DE DISEÑO (W_t) =	58' 166,128.37
NIVEL DE CONFIABILIDAD (R) =	90.00%
DESVIACION ESTANDARD (S_o) =	0.30
MODULO DE RUPTURA (S_c o M_R) =	597.0 psi.
MODULO DE ELASTICIDAD (E_c) =	4.02×10^6 psi.
COEF. TRANSFERENCIA DE CARGA (J) =	3.2
MODULO DE REACCION COMPUESTO (k_{∞}) =	700 pci.
COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd) =	1.20
SERVICIABILIDAD INICIAL =	4.5
SERVICIABILIDAD TERMINAL =	2.5

1. Iniciando, de la figura 6.9a con $K_{\infty} = 700$ pci., una serie de líneas, como se indica por las flechas, son trazadas a través de $E_c = 4.02 \times 10^6$ psi, $S_c = 597$ psi, $J = 3.2$, y $C_d = 1.20$, hasta obtener una escala de 57 en la línea de partida.
2. Iniciando en 57 en la línea de partida en la figura 6.9b, se traza una línea por $\Delta PSI = 2$ hasta intersectar el eje vertical de la gráfica de espesor de diseño de losa.
3. De la escala de valores de R(%), entrar con $R = 90$ % y trazar una línea por la escala $S_o = 0.30$ y después apoyándose en la línea pivote continuar el trazo por la escala de $W_{18} = 58.17 \times 10^6$ hasta intersectar el eje horizontal de la gráfica de espesor de diseño de losa.
4. Se traza una línea horizontal del último punto del paso 2 y una línea vertical del obtenido en el paso 3. La intersección de las dos líneas nos da un valor de $D = 11$ pulgadas ($27.94 \approx 28$ cm.), que es el espesor requerido de diseño para el pavimento rígido.

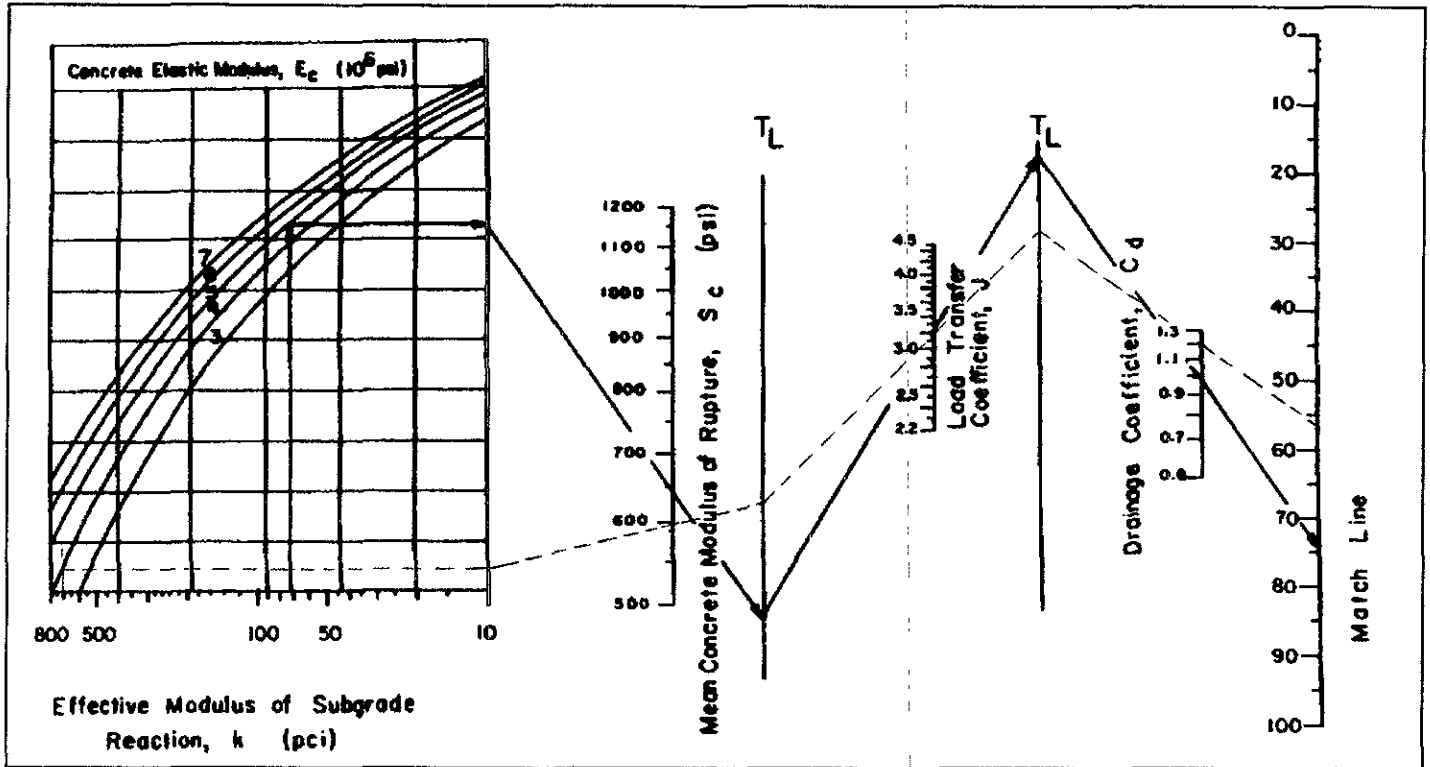


Figura 6.9a Gráfica de diseño para pavimentos rígidos basada en valores promedio (1 in.=25.4 mm.; 1 psi = 6.9 kPa; 1pci = 271.3 kN/m³).

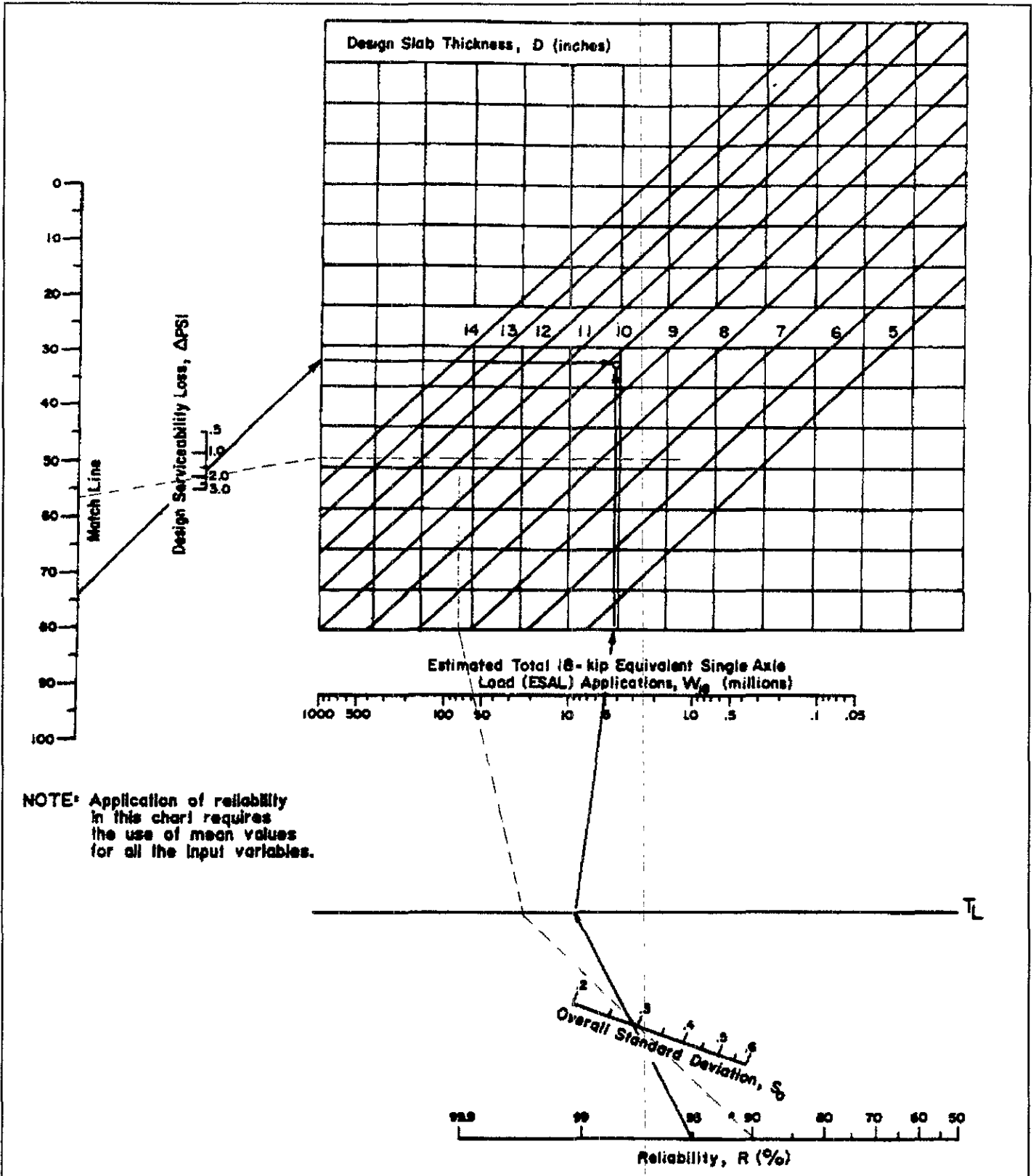


Figura 6.9b Gráfica de diseño para pavimentos rígidos basada en valores promedio (1 in.=25.4 mm.; 1 psi = 6.9 kPa; 1pci = 271.3 kN/m³).

Por lo tanto el diseño de la estructura del pavimento queda de la siguiente manera:

Para pavimento rígido y 20 años de vida, sin elementos para transmisión de esfuerzos

SECCION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

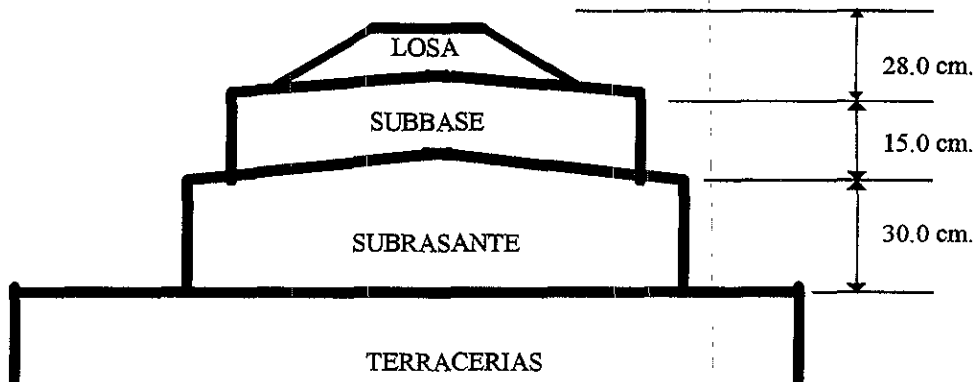
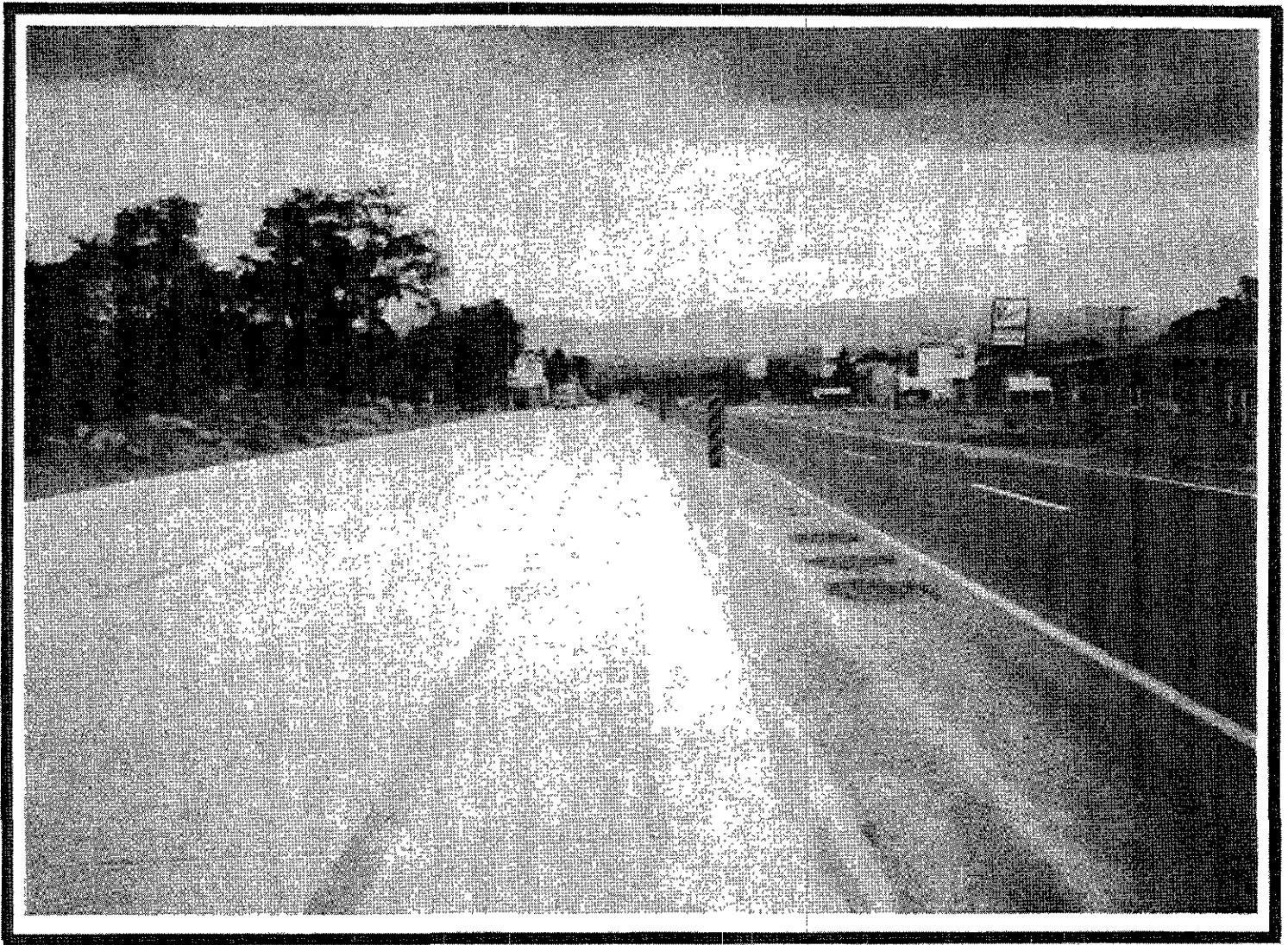


Figura 6.10 Espesores de las capas para el pavimento rígido, obtenidos mediante la aplicación del método AASHTO 86.



7.- ANALISIS DE ALTERNATIVAS

7.- ANALISIS DE ALTERNATIVAS

Con relación a los resultados que arrojaron los métodos de diseño, tanto para pavimento flexible como para pavimento rígido, se tienen las siguientes estructuras:

PAVIMENTO FLEXIBLE		PAVIMENTO RIGIDO	
AASHTO 86	cm.	AASHTO 86	cm.
CARPETA :	17.0	LOSA :	28.0
BASE :	15.0	SUBBASE :	15.0
SUBBASE:	30.0	SUBRASANTE:	30.0
SUBRASANTE:	30.0		
INSTITUTO DEL ASFALTO FULL DEPTH HMA	cm.	PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA)	cm.
CARPETA :	8.0	LOSA :	20.0
BASE :	15.0	SUBBASE :	15.0
SUBBASE:	15.0	SUBRASANTE:	30.0
SUBRASANTE:	28.0		
INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM	cm.		
CARPETA :	9		
BASE :	15		
SUBBASE:	10		
SUBRASANTE:	30		

Tabla 7.1 Comparación de las estructuras del pavimento obtenidas con los métodos de diseño.

7.1 PAVIMENTO FLEXIBLE

- *Propuesta para la construcción del pavimento flexible.*

De acuerdo con los resultados que arrojaron los tres métodos de diseño de pavimentos flexibles (AASHTO 86, Instituto del Asfalto e Instituto de Ingeniería), se elige la estructura obtenida mediante el método del Instituto de Ingeniería y que se conforma de la siguiente manera:

- RIEGO DE SELLO : 3-"A"
- CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO: 9 cm.
- BASE HIDRAULICA: 15 cm.
- SUBBASE: 10 cm.
- SUBRASANTE (terreno natural): 30 cm.

Para el caso de las ampliaciones en los subtramos con pavimento rígido, adoptando la solución con pavimento flexible, se deberá construir una carpeta de concreto asfáltico de 9 cm. de espesor, y emplearse una membrana geotextil que impida la reflexión de las juntas constructivas de la losa de concreto hidráulico.

7.2 PAVIMENTO RIGIDO

- *Propuestas para la construcción del pavimento rígido.*

De acuerdo con lo expuesto anteriormente y tomando en cuenta los requerimientos estructurales que deben cumplirse en el Método PCA y AASHTO 86, para pavimentos contruídos con concreto hidráulico y para un horizonte de proyecto de 20 años, se proponen las siguientes alternativas:

Primera alternativa que se obtuvo con la aplicación del método de la PCA, para pavimentos de concreto hidráulico con elementos estructurales para transmisión de esfuerzos:

- **LOSA DE CONCRETO HIDRAULICO : 20 cm.**
- **SUBBASE: 15 cm.**
- **SUBRASANTE: 30 cm.**

Segunda alternativa obtenida de la aplicación del método de la AASHTO 86, sin elementos estructurales para transmisión de esfuerzos:

- **LOSA DE CONCRETO HIDRAULICO : 28 cm.**
- **SUBBASE: 15 cm.**
- **SUBRASANTE: 30 cm.**

De acuerdo con los resultados de laboratorio, el concreto hidráulico para la construcción del pavimento rígido, deberá cumplir con un MR de 42 Kg/cm², el revenimiento deberá ser de 4 cm. y el tamaño máximo de la grava de 2".

7.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ELECCION DEL TIPO DE PAVIMENTO

FACTORES TECNICOS:

1. Estructuración del pavimento: La conformación de las capas del pavimento, por debajo de la superficie de rodamiento, se realiza de igual manera en los dos tipos de pavimento (flexible y rígido), aún si es que éstas deben recibir algún tipo de tratamiento, como por ejemplo la estabilización con cemento hidráulico. La diferencia estriba en que el pavimento con concreto hidráulico, puede tener menor número de capas bajo la losa y de menor calidad, es decir, mediante un buen diseño y si las condiciones particulares del proyecto lo permiten, el pavimento rígido podría estar conformado únicamente de la subrasante y la losa, lo cual es una ventaja para la utilización del concreto hidráulico y repercute en tiempo y costo de construcción en las capas subyacentes a la superficie de rodamiento.

En el pavimento rígido la superficie de rodamiento es proporcionada por una losa de concreto a la cual se le deben construir diferentes tipos de juntas y generalmente debe ser reforzada con elementos estructurales para transmisión de esfuerzos de acero, lo cual implica mayor detalle en la construcción, la consideración de más variables que deben observar control de calidad como materiales especiales para sellado de juntas, texturizado especial de la superficie de rodamiento y diversos procedimientos constructivos. En cambio en el pavimento flexible, la superficie de rodamiento regularmente está constituida por una carpeta de concreto asfáltico que se construye de una sola pasada, compactando y sellando casi simultáneamente sin mayor detalle.

2. Funcionamiento estructural: Los pavimentos de concreto hidráulico no necesitan un material de cimentación muy resistente. Resulta mucho más importante que el apoyo sea razonablemente uniforme, sin cambios bruscos en la capacidad de soporte. Esto contrasta con el principio de diseño de los pavimentos flexibles, en los que se necesitan capas de subbase y de base sucesivamente más resistentes a fin de distribuir las presiones mucho más altas, transmitidas por las cargas sobre las ruedas a través de la superficie del asfalto. Por lo tanto, el pavimento flexible requiere de mayor control de calidad de materiales en las capas subyacentes a la superficie de rodamiento, además de los trabajos de compactación que deben realizarse. Cabe resaltar que el efecto de congelamiento en climas extremos fríos, tiene repercusiones importantes en los suelos de la subrasante, principalmente en lo que cabe al factor de deshielo. El descongelamiento afecta a los suelos de tal manera que los reblandece. En pavimentos flexibles es tan importante este efecto, que algunas carreteras deben restringir el paso de vehículos pesados durante algunos meses. En cambio, en los pavimentos rígidos el control del reblandecimiento no es importante, debido a que no se necesita una gran capacidad de resistencia de la subrasante y el concreto hidráulico puede tomar fácilmente estos esfuerzos.

3. Procedimientos constructivos: Para la ejecución de los trabajos de construcción, tanto en pavimentos rígidos como en pavimentos flexibles, la construcción de las capas subyacentes a la superficie del pavimento se realiza en forma similar. De igual manera existe la tecnología en el mercado para realizar totalmente automatizados los procedimientos de construcción de la superficie de rodamiento. Es de esperarse que tanto el concreto hidráulico como el asfáltico sea producido en plantas. Esto implica que cualquiera que sea el tipo de pavimento no existe restricción alguna en cuanto a tecnología de mercado para ejecutar los trabajos.

4. Mantenimiento: Comunmente el pavimento flexible se diseña para una vida útil de 15 años, sin embargo las operaciones de sellado se vuelven rutinarias al tener que realizarlas al menos una vez cada dos años o en ocasiones con mayor frecuencia. Cuando la superficie de rodamiento se descuida y no se sella o sufre derramamiento de solventes (situación muy común en nuestros caminos), la infiltración de los líquidos, incluyendo el agua de lluvia, ocasiona grandes daños a las capas subyacentes del pavimento, por lo que es muy común en nuestro país que la colocación de sobrecarpetas se realice al menos cada 5 años, es decir que durante la vida útil promedio del camino se deberán construir al menos tres superficies de rodamiento.

Aunado a ello, el escaso y cuando más deficiente mantenimiento rutinario que se le da a nuestros caminos, frecuentemente ocasiona que una conservación mayor ya no se pueda realizar debido al grado de deterioro del pavimento, por lo que resulta conveniente reconstruirlos o construir un cuerpo nuevo paralelo, dejando al original en el olvido.

En este caso en particular, el subtramo por modernizar se localiza en zona urbana, donde

FACTORES ECONOMICOS :

1. Construcción : Los costos de construcción son el parámetro económico que normalmente se emplea para decidir sobre la ejecución de una obra. Sin embargo es necesario considerar otros costos como son: operación, mantenimiento rutinario, conservación y reconstrucción. Algunos aspectos importantes como el costo-beneficio, el financiamiento, la inversión inicial, ingresos por cuota, ingresos por renta de espacios o servicios y su recuperación en el tiempo se pueden reflejar en flujogramas que ayudan a tener un mejor panorama de la situación económica de la obra.

La inversión inicial siempre es mayor en pavimentos rígidos, sobre todo si se considera el volumen de concreto que se requiere para construir la superficie de rodamiento, y que normalmente resulta en espesores de 20 a 30 cm. Aunado a ello se debe tomar en cuenta la cantidad de aditivos para el concreto, el acero que se empleará tanto en pasajuntas como en mecanismos para transmisión de esfuerzos y el costo de los materiales que se requieren para el sellado de las juntas.

Comparativamente hablando, si se trata de un mismo proyecto, el equipo que se utiliza para la construcción de la superficie de rodamiento de pavimentos rígidos es más costoso que para los pavimentos flexibles, sobre todo si consideramos que aparte de la pavimentadora (que se utiliza en ambos tipos de pavimento), el concreto hidráulico necesita dispositivos para la inserción de las pasajuntas y del acero para transmisión de esfuerzos, de vibradores mecánicos para compactar el concreto, de llanas mecánicas para nivelar la superficie, de texturizadoras, de cortadoras de disco para construir las juntas, de junteadoras para colocar el material de sello y de mano de obra para detallar, es decir, todo un tren de pavimentación.

Mientras tanto, el pavimento flexible necesita además de la pavimentadora para colocar la carpeta de concreto asfáltico, de compactadoras y de mano de obra para detallar.

2. Operación: Los costos de operación a que se refiere este punto, se basan en las actividades que están a cargo de S.C.T. o de alguna empresa dueña de la concesión y que están encaminadas a mantener funcionando óptimamente la vía y los servicios que ofrece. En este sentido el costo de operación no es significativamente distinto en ambos tipos de pavimento.

3. Mantenimiento: El mantenimiento rutinario es definitivamente más costoso en el pavimento flexible. Las actividades de barrido, sello, pintura, bacheo superficial, bacheo de caja y renivelación son muy costosas comparadas con las actividades de barrido y pintura que necesita generalmente el pavimento rígido. El pavimento rígido se construye y prácticamente no necesita mantenimiento.

4. Conservación: Es este aspecto, el de la conservación, el que le dá la gran ventaja al pavimento rígido. Mientras que en el pavimento flexible las actividades de conservación consisten regularmente en el reencarpetamiento de todo el camino al menos 3 o 4 veces durante su vida útil de 15 años y en ocasiones debe realizarse la reconstrucción parcial (y hasta la construcción de un cuerpo paralelo antes del término de la vida útil de proyecto del camino), el pavimento rígido no requiere más que del mantenimiento rutinario.

A los costos de mantenimiento y conservación de los pavimentos flexibles debe adicionarse el costo que ocasiona el cierre de carriles o cuerpos enteros, sobre todo en lo que afecta a la disminución de ingresos por concepto de peaje en caminos de cuota, cuando es el caso.

De igual manera se deberá adicionar a estos costos, la pérdida que sufren las empresas cuyos accesos y estacionamientos deben mantenerse cerrados a causa de estas reparaciones, así como el costo social y político que se puede presentar.

Por ejemplo, si se trata de cruceros, la reconstrucción de pavimentos flexibles implica serios problemas de diseño, programación secuencial e interrupciones de tránsito. Como resultado, muchas intersecciones se tienen que reencarpetar continuamente para reparar baches, desgaste en el pavimento, corrugaciones y otros problemas de seguridad. La intersección construída con pavimento rígido se podría renovar en cuadrantes, desviando el tránsito estratégicamente circulando sobre una parte de la intersección y no cerrándolo completamente

CONCEPTO	INDICE DE COSTOS PARA 10 KILOMETROS	
	PAVIMENTO FLEXIBLE \$/Km.	PAVIMENTO RIGIDO \$/Km.
CONSTRUCCION	650,000 *	1'000,000 ** (54% más)
MANTENIMIENTO / AÑO	+ 50,000	20,000
CONSERVACION / AÑO	+ 200,000	_____
DIFERENCIA / AÑO	+250,000	_____
* El índice del costo de construcción se consideró tomando en cuenta una carpeta de 8 cm. de espesor para una carretera con sección tipo A4 con 15 m de ancho, Base de 15 cm y Subbase de 30cm.		
** El índice del costo de construcción se consideró tomando en cuenta una carpeta de 22 cm. de espesor, con acero para transmisión de esfuerzos y pasajuntas, para una carretera con sección tipo A4 con 15 m de ancho y Subbase de 30 cm.		

Con los costos de mantenimiento y conservación que deben realizarse en la carretera pavimentada con asfalto durante los años 2 y 3 de puesta en operación, se recupera el excedente en la inversión para la alternativa de pavimentación con concreto rígido, y prácticamente no se invierte más durante la vida útil del concreto hidráulico.

Tabla 7.1 Cuadro comparativo de costos aproximados entre pavimentos flexible y rígido.

7.4 PROYECTO EJECUTIVO DEL PAVIMENTO

ALTERNATIVA DEFINITIVA

Tomando en cuenta los factores técnicos y económicos que influyen en la elección del tipo de pavimento, se decide que la solución sea a base de **pavimento rígido**. Los métodos de diseño arrojaron espesores similares; con el AASHTO 86 se obtuvo un espesor de **28 cm.** en la losa sin considerar acero para transmisión de esfuerzos. Mientras que en el PCA se obtuvo un espesor de **20 cm.** en la losa considerando acero para transmisión de esfuerzos y sin acotamientos de concreto debido a que la superficie de rodamiento estará prácticamente confinada por banquetas y por obras hidráulicas.

Considerando los resultados obtenidos mediante el procedimiento PCA y las recomendaciones AASHTO 86 de la referencia bibliográfica No.1, la propuesta definitiva consiste en:

ESPESOR DE LOSA con refuerzo en las juntas para transmisión de esfuerzos	20 cm
SUBBASE construída con material granular	15 cm
SUBRASANTE (con el mismo terreno natural)	30 cm

RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION.

⇒ **Corona.**- El ancho de ésta estará delimitada por el diseño geométrico.

Es importante mencionar que previo a la construcción del pavimento, se cuente con los servicios municipales terminados, como son: Alcantarillado, agua potable, alumbrado público etc., así como tomas domiciliarias de agua y descargas, con la finalidad de no romper el pavimento por estas causas. En este aspecto conviene resaltar que la vida útil de los servicios que se alojen bajo el pavimento, sea por lo menos de 20 años.

⇒ **Terracerías.**- Se construirán terracerías donde, de acuerdo con el proyecto de rasante, sea necesario; procediendo primero al corte y desperdicio del material de despalme, compactando la superficie descubierta al 90% como mínimo de su P.V.S.M. obtenido con la prueba AASHTO estándar, en un espesor de 20 cm; posteriormente se procederá a la construcción de las terracerías en capas de espesor acorde con el equipo de compactación, también al 90% como mínimo y referido a la misma prueba, hasta una altura fijada por la rasante menos 65 cm (espesor de losa, subbase y subrasante). En el caso de que se requieran cortes para alojar el pavimento; se abrirá una caja en un espesor de 35 cm, medidos a partir de la rasante de proyecto, que es el espesor necesario para poder alojar el pavimento, compactando la superficie descubierta al 95% de su P.V.S.M. AASHTO STD, en un espesor de 30 cm; (capa subrasante); el producto de la excavación limpia de despalme, deberá depositarse en un lugar donde no obstruya corrientes de agua, cauces naturales o afecte a terceros, si es que se utilizará posteriormente o bien desperdiciarlo de acuerdo con las indicaciones del H. Ayuntamiento para estos casos; en este proceso se deberán tomar las precauciones necesarias durante la excavación para no romper los servicios, si es que los hay.

Conviene destacar que cuando sea necesaria la apertura de caja para alojar el pavimento, la longitud de la misma estará dimensionada en función del avance de la construcción de las capas subsecuentes, de tal forma que en caso de lluvias no se tenga una saturación indeseable de terracerías o de la capa que se trate, es decir llevar un proceso seriado de acuerdo con el avance de la obra.

⇒ **Subrasante.**- Para que la preparación del terreno de cimentación y/o subrasante quede bien terminada se necesita cumplir al menos con los siguientes aspectos de construcción:

1. Compactación de los suelos con valores de contenido de agua y peso volumétrico tales que garanticen un apoyo uniforme y estable para la superficie de rodamiento.
2. Siempre que sea posible, fijar la rasante lo más alto y excavar zanjas laterales lo suficientemente profundas como para aumentar la distancia vertical entre el nivel freático y el pavimento.
3. Descarga lateral y mezclado de los suelos para lograr condiciones uniformes, en zonas donde se tengan cambios bruscos en sentido horizontal del tipo de suelo.
4. Usar nivelación selectiva de la rasante en zonas de terraplén a fin de colocar los mejores suelos cerca de la parte superior de la elevación final de la subrasante.
5. Mejorar los suelos de muy baja calidad por medio de tratamientos a base de cemento o cal, o en su defecto importar suelos, de acuerdo a lo que resulte más económico.

Para la construcción de la capa subrasante en este proyecto en particular, se procederá de la siguiente manera: Sobre las terracerías debidamente terminadas se procederá a la construcción de la capa subrasante, utilizando como se dijo anteriormente, el mismo terreno natural, o bien los materiales con los tratamientos descritos en el cuadro de bancos (tabla 3.8), en un espesor de 30 cm compactos al 95 % de su P.V.S.M. AASHTO STD, en una o dos capas dependiendo del equipo de compactación disponible, en esta acción deberá dotarse a la superficie del bombeo correspondiente, además será la superficie de desplante para las guarniciones, las cuales tendrán una altura total de 61 cm (incluye una altura libre de 20 cm).

⇒ **Subbase.**- Como se ha indicado anteriormente, en ocasiones y en el caso particular de algunos diseños de pavimentos, se podrá prescindir de la capa de subbase. Cuando se justifique el uso de la subbase los mejores resultados se obtienen de la siguiente manera:

1. Seleccionando los materiales de la subbase que satisfagan los requisitos mínimos para evitar el efecto de bombeo de los suelos finos de la subrasante.
2. Especificando controles de granulometría que garanticen una distribución granulométrica, razonablemente constante de la subbase en proyectos específicos.
3. Especificando un espesor mínimo de 10 cm.
4. Especificando un peso volumétrico mínimo para subbases no tratadas del 105% del valor establecido en la norma AASHTO T99 para pavimentos con tráfico pesado.

5. Especificando una subbase tratada con cemento hidráulico o construida con concreto pobre, para lograr un apoyo resistente y uniforme para el pavimento y las juntas, a fin de proporcionar una plataforma de trabajo para todo tiempo, y para contribuir a lograr pavimentos más tersos al proporcionar un apoyo firme a las cimbras o a la pavimentadora, durante la construcción.
6. Especificando una subbase permeable para pavimentos que soportan un volumen alto de vehículos pesados, en los cuales la experiencia previa, indica la propensión del pavimento a fallar y a presentar el efecto de bombeo.

Tanto en la capa subrasante como en la de subbase, se deberá tener un estricto control de calidad en la uniformidad de las granulometrías seleccionadas como las de proyecto. Es de vital importancia tener vigilancia extrema sobre la presencia de suelos expansivos ya que el hinchamiento diferencial y la contracción excesiva dan lugar a un apoyo no uniforme de la subrasante. Varias son las condiciones que pueden dar lugar a deformaciones del tipo de distorsión y alabeo del pavimento:

1. Si los suelos expansivos se compactan cuando están demasiado secos o se dejan secar antes de la pavimentación, la expansión subsecuente puede ocasionar escalonamiento de juntas y pérdida de la corona.
2. Cuando los pavimentos de concreto se colocan sobre suelos expansivos con contenidos de agua demasiado variables, la contracción posterior y la expansión pueden causar jorobas, depresiones u ondulaciones en el pavimento.
3. Ondulaciones similares aparecen cuando existen cambios bruscos en la capacidad de cambio volumétrico de los suelos para la subrasante.

El conocimiento del potencial de cambio volumétrico de los suelos y de los efectos que puede acarrear en el comportamiento del pavimento se puede establecer mediante pruebas índice de laboratorio como son: contenido de coloides, índice de plasticidad, límite de contracción, etc. Sin embargo ciertos procedimientos de pruebas de expansión tales como las especificadas en las normas AASHTO T116 (ASTM D1833) y ASTM D4546, método de prueba CALTRANS No.354 y pruebas de succión en suelos (ASTM D3152), son particularmente importantes de realizar para evaluar el cambio volumétrico de la subrasante.

La magnitud del cambio volumétrico que tendrá lugar en un cierto suelo expansivo depende principalmente de los siguientes factores:

1. **Clima.**- grado de cambio de humedad que tendrá lugar en la subrasante a lo largo de todo el año o de un año a otro. Es generalmente cierto, que la colocación de un pavimento reducirá el grado de cambio de humedad en la subrasante que lo subyace.
2. **Condiciones de carga.**- Efecto de sobrecarga producido por el peso del suelo, arriba de la capa potencialmente expansiva, la subbase y el pavimento por encima del suelo expansivo.
3. **Condiciones de humedad y de peso volumétrico.**- De la subrasante expansiva en el momento de la pavimentación.

El control de la expansión excesiva se puede lograr colocando los suelos expansivos en las partes más bajas de los terraplenes y colocando lateralmente los suelos menos expansivos en la parte superior de la subrasante tanto en terraplenes como en excavaciones. Mediante la clasificación granulométrica selectiva y el mezclado de los suelos, se pueden lograr condiciones razonablemente uniformes en la parte superior de la subrasante.

En secciones excavadas en cortes profundos a través de suelos altamente expansivos, se podrá presentar una gran expansión debido a la remoción de la sobrecarga natural y a la consecuente absorción de humedad adicional. Ya que esta expansión toma lugar lentamente, resulta recomendable excavar estos cortes tan profundos con mucha anticipación a los demás trabajos de terracerías.

Los resultados obtenidos de la experiencia y de la investigación confirman que la compactación de suelos plásticos con contenidos de agua por arriba del óptimo estándar reduce el potencial de expansión proporciona una subrasante más estable y minimiza el grado de cambio de humedad, después de que los pavimentos se ponen en servicio. Por lo tanto, se logra un apoyo más uniforme y los cambios volumétricos son mínimos bajo las condiciones de servicio.

Otros aspectos que deberán tomarse en cuenta en los suelos y que afectan el funcionamiento estructural del pavimento son las acciones de congelamiento y de deshielo. En climas extremos de bajas temperaturas, el daño por efectos de congelamiento resultante de un diseño inadecuado, se ha debido al primero de los factores, es decir, a la expansión por congelamiento, que se traduce en un hinchamiento diferencial brusco. El segundo factor, o sea el reblandecimiento de la subrasante, no es para tomarse en cuenta en el diseño de los pavimentos de concreto ya que no se necesita una capacidad de carga alta de la subrasante.

Para la construcción de la subbase en este proyecto se procederá de la siguiente manera: Sobre la subrasante debidamente terminada, se construirá la capa de subbase, utilizando para ello los materiales con los tratamientos propuestos en el cuadro de bancos anexo (tabla 3.8), a un tamaño máximo de 2", en un espesor de 15 cm compactos al 100% de su P.V.S.M. AASHTO modificado, en una sola capa.

Sobre la subbase superficialmente seca y barrida se aplicará un riego de impregnación con producto asfáltico tipo FM-1, en una proporción de 1.2 lt/m², dejándolo reposar un mínimo de 48 hrs, conviene destacar que bajo ninguna circunstancia se deberá recurrir al poreo, ya que esta acción impide que el riego cumpla con su cometido que es la de penetrar en la subbase un mínimo de 6 mm; el objetivo de este riego es el evitar el fenómeno del bombeo de finos en pavimentos rígidos.

⇒ Losas de concreto hidráulico.

Dimensiones.- Debido a que el ancho de calzada, de acuerdo con el proyecto geométrico será de 7.0 m en la sección tipo A4 y de 7.0 m en los carriles laterales de la sección tipo bulevar central, las losas construídas en estos subtramos serán de 3.50 m por 4.0 m.; en los carriles centrales de la sección tipo bulevar las losas serán de 4.0 m. por 4.0 m., todas las losas tendrán un espesor de 20 cm, con elementos de transmisión de esfuerzos (pasajuntas). En este caso y debido que el pavimento estará confinado, no serán necesarias las barras de sujeción. Es recomendable que a cada 40 m (10 losas), la junta a tope transversal (a todo lo ancho) sea sustituida por una junta de expansión como la ilustrada en la figura 7.1 y 7.2.

En el caso de colindancia del pavimento con calles no pavimentadas o pavimentos flexibles, las losas extremas deberán engrosarse de 20.0 (espesor normal) a 25.0 cm en la mitad externa, tal como se ilustra en el anexo de juntas.

Se recomienda que la decisión del momento de apertura al tráfico se base en la resistencia y no en las limitaciones de tiempo. La determinación de la resistencia necesaria para abrir al tráfico, dependerá de la secuencia constructiva planeada, de la rapidez de desarrollo de la resistencia, del espesor de la losa, del uso de aislamiento térmico y/o de las cargas de tráfico que transitarán sobre el pavimento durante las horas posteriores a la entrada en operación. Por ejemplo, si sólo se permitiera la circulación de automóviles sobre el pavimento, sería aceptable una resistencia a la flexión en vigas de 14 Kg/cm^2 (carga al tercio medio) aún para losas delgadas de 15 cm. Otro criterio comúnmente aceptado para abrir el camino pavimentado con concreto hidráulico al tránsito de camiones pesados y automóviles, consiste en alcanzar la resistencia a la flexión al centro de 28 Kg/cm^2 (24 Kg/cm^2 en el tercio medio) en vigas para ensayos de laboratorio.

Junteo y sellado.- Las juntas serán todas del tipo pasajuntas, es decir, con varillas lisas y lubricadas en la mitad de su longitud (no barras de sujeción) en virtud de tratarse de un pavimento que estará confinado por guarniciones (ver figuras 1.1 y 1.2); las pasajuntas se fabricarán con varilla lisa de $3/4"$ de diámetro, con longitud de 37.5 cm y separadas a cada 25 cm. c.a.c., colocadas a la mitad del espesor de la losa.

No hay ninguna limitación en el equipo para el ranurado de juntas en los pavimentos de concreto de apertura rápida. Se ha empleado tanto el ranurado en húmedo, con discos impregnados con diamante, como el ranurado en seco con discos de carburo de silicio o de carborundo. La selección del tipo de disco dependerá sobre todo de la dureza de los agregados del concreto. En general, los discos de carburo de silicio o de carborundo sólo se pueden usar con agregados suaves (calizas). Los discos a base de diamante, se pueden emplear en todo tipo de agregados y resultan ser los más efectivos.

Las operaciones de limpieza varían en función del equipo de ranurado. Antes de proceder al sellado, cada una de las caras de la caja en la junta se deben limpiar con chorro de arena a presión. Luego deberá aplicarse aire a presión para remover la arena remanente y los residuos, para luego colocar una tira de respaldo. Finalmente se podrá colocar el material de sello. Para sacarle el mayor provecho al concepto de pavimentos de concreto de apertura rápida, las juntas se deben sellar tan pronto como sea posible y a más tardar un día después del colado del pavimento.

A continuación se presentan algunos de los procedimientos recomendados para el ranurado, limpieza y sellado de las juntas, en pavimentos de concreto hidráulico:

RANURADO EN HUMEDO

1. Lavado con agua a presión.
2. Periodo de espera.
3. Limpieza con arena a presión.
4. Inyección de aire.
5. Colocar tira de respaldo.
6. Aplicar sellador.

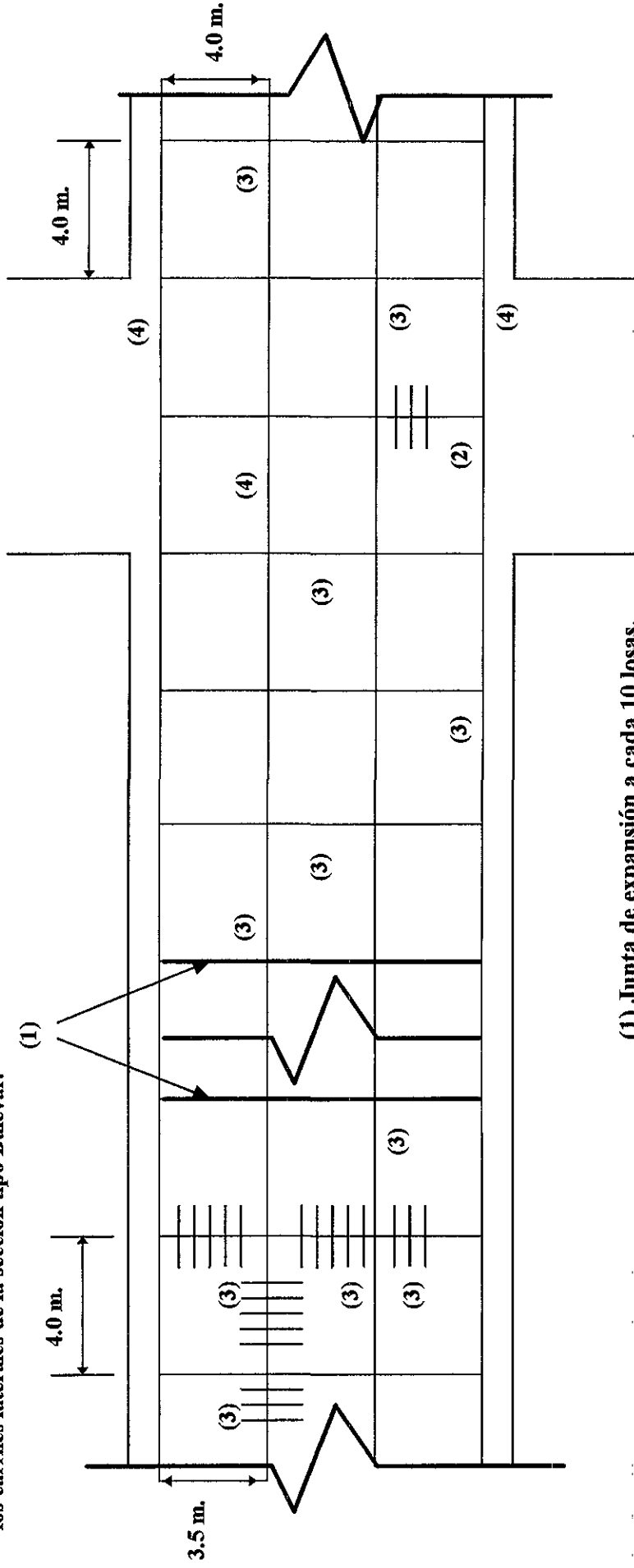
RANURADO EN SECO

1. Lavado con aire a presión.
2. Periodo de espera.
3. Limpieza con arena a presión.
4. Inyección de aire.
5. Colocar tira de respaldo.
6. Aplicar sellador.

Curado y retención del calor.- La práctica convencional consiste en aplicar el compuesto de curado 1.5 veces más rápidamente para el pavimento de apertura rápida al tránsito que para el concreto convencional. El aditivo se debe extender sobre la superficie y sobre los bordes aparentes de las losas de concreto. Para garantizar la retención del calor generalmente se necesita un cierto tipo de aislamiento térmico. En climas muy calientes o durante temporadas de verano muy calientes, tal vez no se necesite aislamiento. En la mayoría de las operaciones normales de pavimentación, el aislamiento se puede lograr mediante la colocación de membranas de curado. Estas pantallas se colocan después de la aplicación del compuesto de curado pero en algunos casos se puede retrasar su empleo para hacerlo después de ranurar las juntas. Las membranas recomendadas están formadas por una capa de espuma de poliestireno de alta densidad protegidas por una película plástica. Las cubiertas generalmente se dejan sobre el pavimento, hasta que las resistencias de vigas de concreto indican valores cercanos al necesario para abrir al tránsito.

Losas de 3.5 x 4.0 m. en la sección tipo A4 y en los carriles laterales de la sección tipo Bulevar.

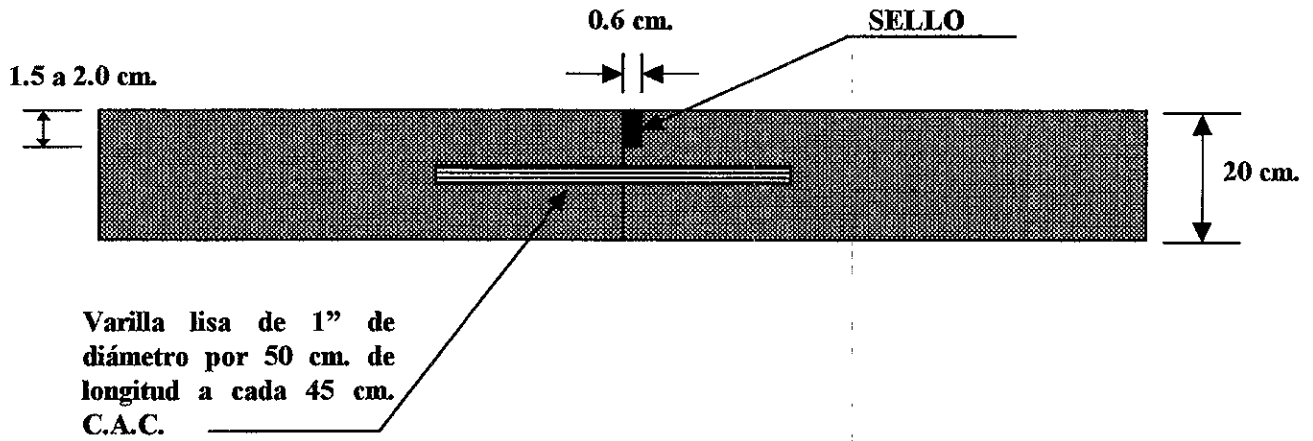
Losas de 4.0 x 4.0 m. en los carriles centrales de la sección tipo Bulevar.



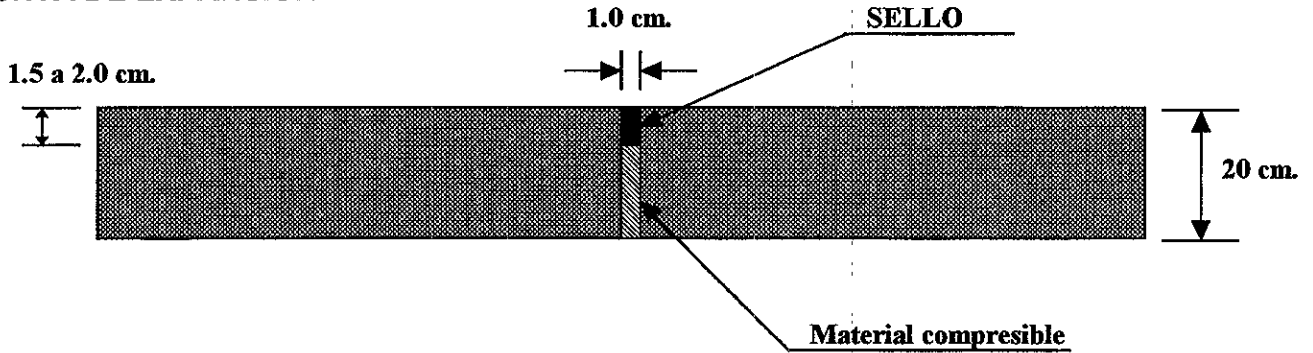
- (1) Junta de expansión a cada 10 losas.
- (2) Junta de construcción emergente.
- (3) Junta de construcción a tope.
- (4) Junta de orilla o de ampliación sin barras de sujeción.

Figura 7.1 Planta de juntas para losas de concreto hidráulico.

**JUNTA A TOPE DE CONTRACCION
Y/O CONSTRUCCION**



JUNTA DE EXPANSION



**JUNTA DE AMPLIACION
O DE ORILLA**

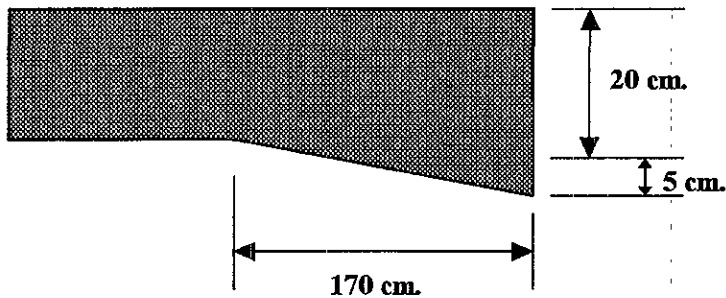


Figura 7.2 Secciones de las diferentes juntas para losas de concreto hidráulico.

⇒ **Agregados para el concreto hidráulico.-** La grava para la elaboración del concreto, procederá del banco Colotepec, ubicado en el km 5+300 desviación izquierda 400 m sobre el ramal a Santa María Colotepec Oax., con origen en el Km 147+500 de la carretera Pinotepa Nacional - Salina Cruz, con un tratamiento de trituración parcial y cribado a tamaño máximo de 2". La arena también se obtendrá de este mismo banco, con tamaño máximo de 4.75 mm (malla No. 4).

⇒ **Agua y cemento.-** El agua para la elaboración del concreto deberá provenir de pozo o río, siempre y cuando no se encuentre contaminada, descartándose el uso de aguas estancadas; el cemento podrá ser Portland tipo I normal o tipo II puzolánico. Debe tomarse en cuenta que la durabilidad del concreto no es una función de la resistencia temprana, sino más bien de la resistencia a largo plazo, del aire incluido, de la relación agua-cemento y de la permeabilidad. Por lo tanto, se deberá prestar atención a todas las fases del proceso de hidratación. Se recomienda que la relación agua-cemento se mantenga menor de aproximadamente 0.43 para alcanzar una baja permeabilidad y una buena durabilidad.

⇒ **Aditivos.-** El aditivo para concreto de uso más común es un agente inclusor de aire. La inclusión de aire en el concreto mejora la durabilidad al reducir los efectos negativos de la congelación y el deshielo. Otro aditivo utilizado con frecuencia es un reductor de agua que dispersará las partículas de cemento y con ello reducirá las aglomeraciones e inducirá una mayor hidratación del cemento. De igual manera se llegan a utilizar los aditivos acelerantes para inducir prematuramente el fraguado y el desarrollo de la resistencia en una mezcla de concreto. Estos últimos aditivos están generalmente formados por sales inorgánicas solubles o por compuestos orgánicos solubles. El acelerante más popular es la sal de cloruro de calcio (CaCl_2). Cualesquiera que sean los aditivos que se utilicen se recomienda que se realicen previamente pruebas de laboratorio con varias marcas y compuestos.

7.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para sacarle mayor provecho a la construcción de pavimentos con concreto hidráulico, se ha desarrollado el pavimento de apertura rápida al tránsito "fast track", el cual se obtiene, como se indicó anteriormente, haciendo unos cuantos cambios mínimos a los procedimientos tradicionales de diseño de mezclas y a los procedimientos constructivos.

El objetivo principal de cualquier proceso de construcción de pavimentos, es el de proporcionarle al público un nuevo pavimento de alta calidad al costo más bajo y con el mínimo de molestias. Las especificaciones estándar que se aplican para las mezclas convencionales de concreto, implican abrir al tránsito el pavimento con base en la resistencia o en intervalos de curado que varían entre cinco y catorce días. Con la tecnología de construcción rápida se pueden diseñar las mezclas de concreto y las técnicas de curado, para inducir el desarrollo de las resistencias de puesta en operación necesarias en intervalos que oscilan entre 24 horas y un mínimo de 6 horas.

Como se ha visto, la resistencia temprana de cualquier mezcla de concreto hidráulico se controla por medio de la relación agua-cemento, el contenido de cemento, la finura del cemento y la reacción química de las partículas cementantes. También debe tomarse en cuenta el calor de hidratación, la distribución granulométrica de partículas de agregados, el aire incluido, la temperatura del agua, la temperatura ambiente del aire y las recomendaciones de curado, tanto para el valor deseado de la resistencia temprana como de la resistencia a largo plazo. La calidad del concreto construido con rapidez es una garantía de buena durabilidad. Esto se debe a que la baja relación agua-cemento (y por consiguiente revenimientos de 4 a 6 cm.) necesaria para alcanzar altas resistencias tempranas también reduce la permeabilidad del concreto.

Es común utilizar como materiales integrantes de este tipo de concreto a los siguientes: Cementos tipos I, II y III. Aditivos como ceniza volante y escoria granular molida, en sustitución parcial del cemento portland hasta un 20% como máximo. Aditivos inclusores de aire para mejorar la durabilidad al reducir los efectos negativos de la congelación y el deshielo. Aditivos reductores de agua que disminuyen la cantidad de agua necesaria para producir un cierto grado de trabajabilidad plástica del concreto, la reducción de agua podrá ser del 6 al 10%. Aditivos acelerantes para inducir prematuramente el fraguado y el desarrollo de la resistencia.

Las mezclas del sistema de pavimentación con concreto hidráulico de apertura rápida, que tienen un alto contenido de cemento y una alta proporción de agregados intermedios y finos, necesitan una buena vibración para su consolidación y para facilitar el acabado, por lo tanto, cuando se use pavimentación con cimbra deslizante se debe poner mucha atención en garantizar el número adecuado, el espaciamiento y el espesor de penetración del equipo mecánico de vibración.

Elaboración de la mezcla.- La mezcla se elaborará de acuerdo con las cantidades indicadas en el proporcionamiento de proyecto, con un revenimiento de 4 cm, utilizando para ello de preferencia planta estacionaria, cuidando que en todo momento se cumpla con un estricto control de calidad, ya que una variación en el mismo traerá como consecuencia una alteración en la relación agua-cemento afectando directamente la resistencia, por lo que deberá contarse con un laboratorio de control de calidad durante todo el proceso de construcción.

El procedimiento de construcción de pavimentos rígidos con concreto hidráulico, se realiza generalmente con equipos electromecánicos totalmente automatizados, aunque en ocasiones algunas tareas complementarias se realizan con mano de obra y con procedimientos tradicionales de construcción. En cualquier caso se pueden distinguir las siguientes etapas:

1. Preparación de la subbase ó subrasante para recibir el concreto.
2. Colocación y fijación de las pasajuntas y del acero para transmisión de esfuerzos.
3. Extendido del concreto sobre la superficie, cubriendo todo el ancho o parte del camino y cubriendo también las pasajuntas.
4. Compactación del concreto.
5. Acabado del concreto recién extendido y compactado.
6. Curado.
7. Junteado y sellado.

1.- Preparación de la subbase ó subrasante para recibir el concreto.- Mediante trabajos topográficos se deberán dar los niveles característicos y la geometría de la sección por construir. Es indispensable alinear la máquina pavimentadora y todo el tren de pavimentación en general.

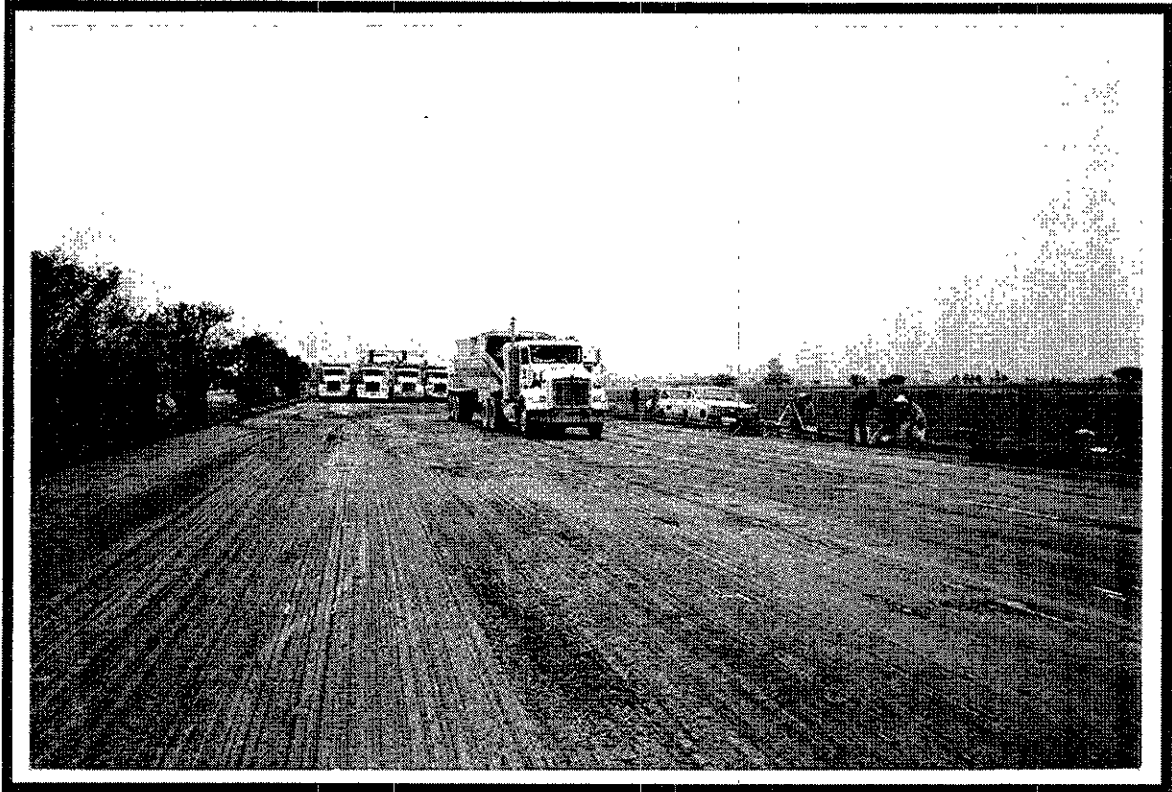


Figura 7.3 Se puede observar a un costado del camino el equipo topográfico y a los camiones concretos “flow boys” acarreado el concreto hasta el frente donde se dará inicio a la pavimentación. Se observa también la preparación de la superficie y a los costados el acero que se utilizará como pasajuntas y como elementos de transmisión de esfuerzos.

2.- Colocación y fijación de las pasajuntas y del acero para transmisión de esfuerzos.- La preparación de las barras de acero que se utilizarán como pasajuntas, se puede realizar a base de canastillas armadas (también de acero), que servirán únicamente como soporte para que sean colocadas a la profundidad deseada, pero dejándolas libres y lubricadas para que puedan trabajar eficientemente. Algunas pavimentadoras cuentan con dispositivos electromecánicos para introducir y posicionar las pasajuntas entre la mezcla en el lugar deseado sin necesidad de silletas o canastillas. El acero para transmisión de esfuerzos se coloca por lo general, de manera mecánica. Las orugas de rodamiento de la pavimentadora cuentan con un sistema de conteo automático, que determina la longitud de avance y por lo tanto la separación y el momento de hincado de las pasajuntas y del acero para transmisión de esfuerzos.

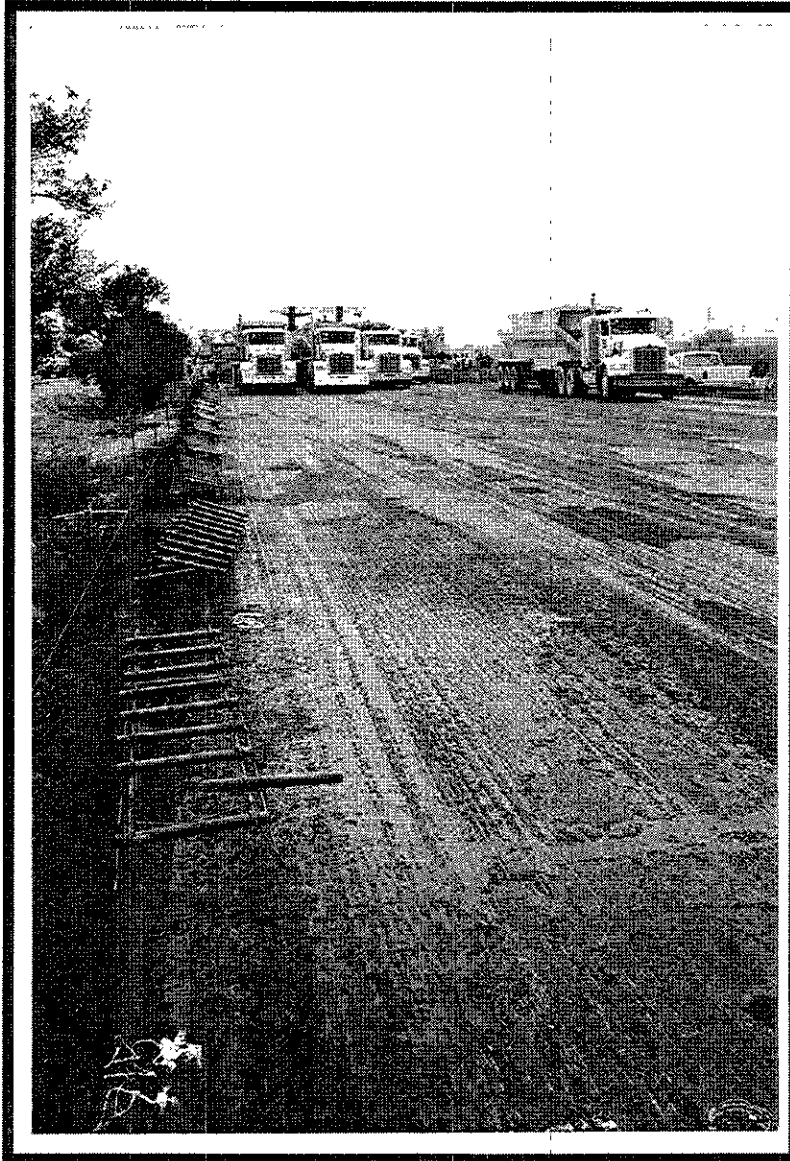


Figura 7.4 Se puede observar a un costado del camino las barras “pasajuntas” y el cordón de alineamiento con anclas de acero que colocó la brigada de topografía y que sirve como guía para el movimiento del tren de pavimentación. Se observa también a los camiones concreteros “flow boys” acarreado el concreto, y en la parte posterior se observa la pavimentadora.



Figura 7.5 En esta fotografía se observa la colocación manual de las canastillas con las pasajuntas, antes del vertido de la mezcla de concreto sobre la superficie.

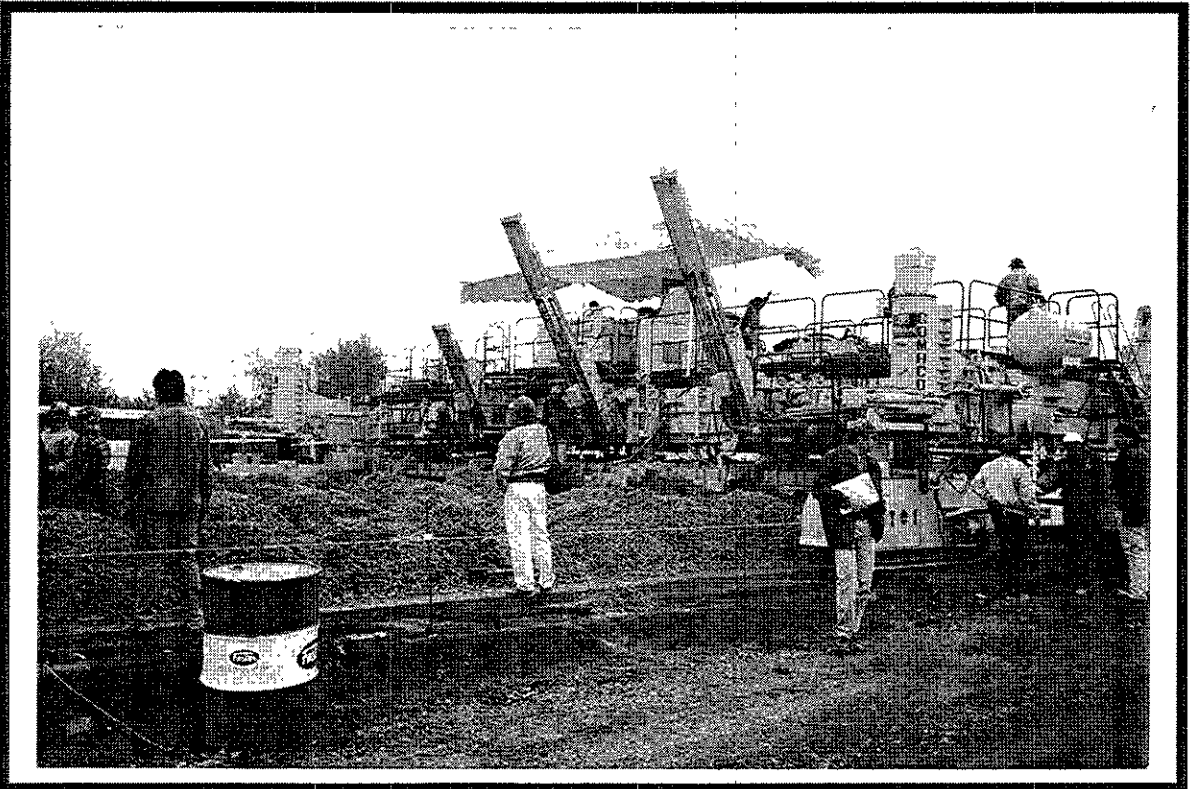


Figura 7.6 En esta pavimentadora, el acero para transmisión de esfuerzos se coloca mediante gatos hidráulicos montados sobre las guías metálicas para hincado, localizadas al frente de la pavimentadora.

3.- Extendido del concreto sobre la superficie.- Antes de iniciar la colocación del concreto, se deberá supervisar la preparación de la sección correspondiente, para comprobar que se encuentre dentro de las especificaciones del proyecto. El trabajo de extendido se puede realizar mediante pavimentadoras como las mostradas en las figuras 7.7, 7.8 y 7.9 . Existen en el mercado diferentes tipos de pavimentadoras y de equipo complementario que en conjunto forman un tren de pavimentación. El extendido de la mezcla se realiza mediante los tornillos sin fin que llevan al frente las pavimentadoras y que en ocasiones son auxiliadas por cargadores frontales para repartir mejor el concreto sobre la superficie.

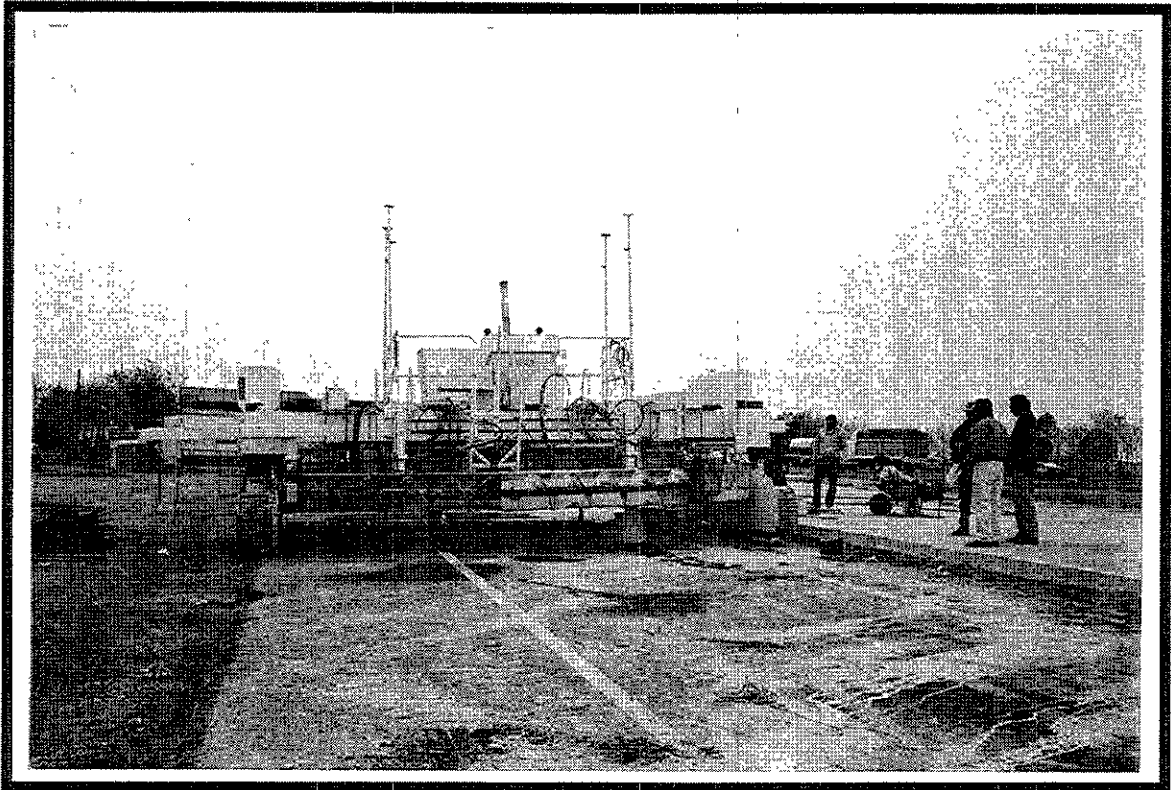


Figura 7.7 Pavimentadora de concreto hidráulico autopropulsada y con cimbra deslizante integrada, para anchos hasta de 8 metros.

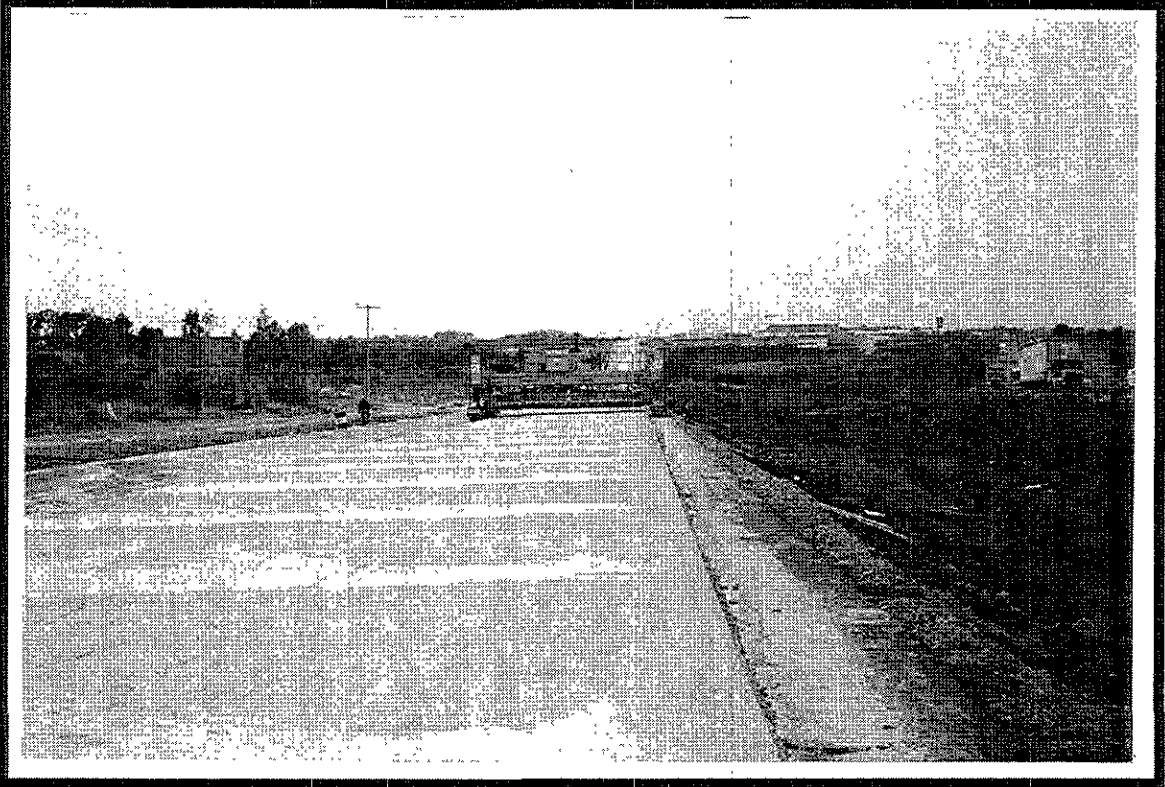


Figura 7.8 Pavimentadora de concreto hidráulico autopropulsada, con cimbra deslizante integrada y para anchos hasta de 12 metros.



Figura 7.9 Pavimentadora de concreto hidráulico autopropulsada, con cimbra deslizante integrada y para anchos hasta de 20 metros. La barra sin fin extiende el concreto en toda la superficie.

4.- Compactación del concreto.- Esta operación está íntimamente ligada con la trabajabilidad de la mezcla, por lo que para este caso, se recomienda el empleo de vibradores mecánicos de inmersión tipo chicote o similares, con la finalidad de extraer la mayor cantidad de aire contenido en la mezcla, cuidando en todo momento que no haga contacto con la subbase evitando con esto la contaminación del concreto y el deterioro de la capa. Podrán utilizarse también reglas vibrocompactadoras. Las pavimentadoras por lo general tienen integrado un dispositivo de vibración que realiza el trabajo, sin embargo, adicionalmente se cuenta con vibrocompactadores de chicote.

5.- Acabado del concreto recién extendido y compactado.- Una vez compactado el concreto, se enrasará, tomando como guía la nivelación de la cimbra deslizante. Con esta acción se provoca intencionalmente la "flotación" de una cierta cantidad de mortero de la propia mezcla, para contar con suficiente material para el acabado superficial e integral de la losa. Deberá evitarse la práctica común de adicionar agua y/o cemento, que produciría una superficie de mala calidad, susceptible de un desgaste prematuro (ver figura 7.10).

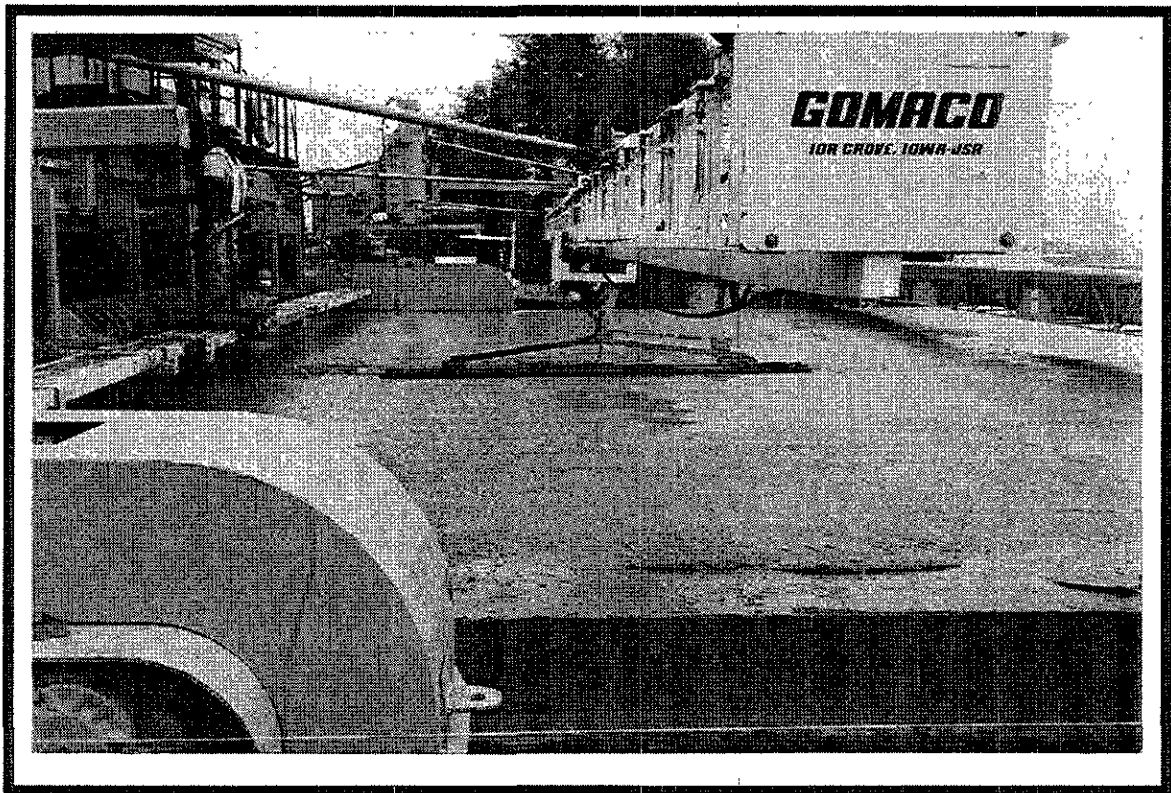


Figura 7.10 La segunda máquina que compone el tren de pavimentación y que se coloca inmediatamente después de la compactadora, es la llana mecánica; esta máquina proporciona el acabado inicial a la superficie de concreto hidráulico.

Con la finalidad de dotar a la superficie de rodamiento de la rugosidad que permita el desplazamiento seguro de los vehículos; deberá efectuarse un rayado transversal al eje del camino "texturizado", procurando que esta acción se ejecute inmediatamente después de que la superficie pierda el brillo normal que dejan las operaciones de flotación y enrase.

Comunmente se procede primero a pasar una fibra textil mojada (yute) en el sentido longitudinal de la superficie, con la finalidad de proporcionar una textura que pueda recibir la sustancia de curado. Esta membrana se encuentra montada sobre un andamio con ruedas y es impulsado manualmente, este andamio es el tercer elemento que conforma el tren de pavimentación.

Inmediatamente después de pasar el yute, se coloca una capa de la sustancia de curado que permite endurecer la superficie y que en el siguiente paso del proceso del acabado de la superficie no se ocasionen desperfectos.

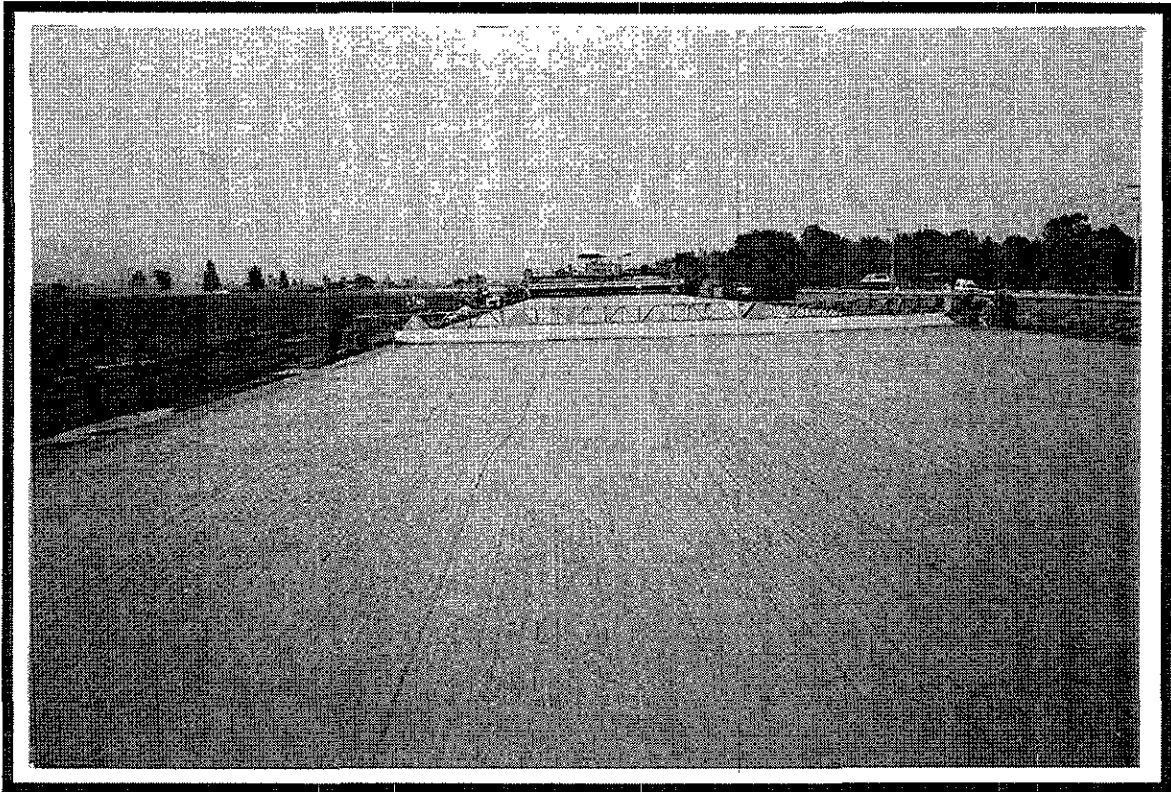
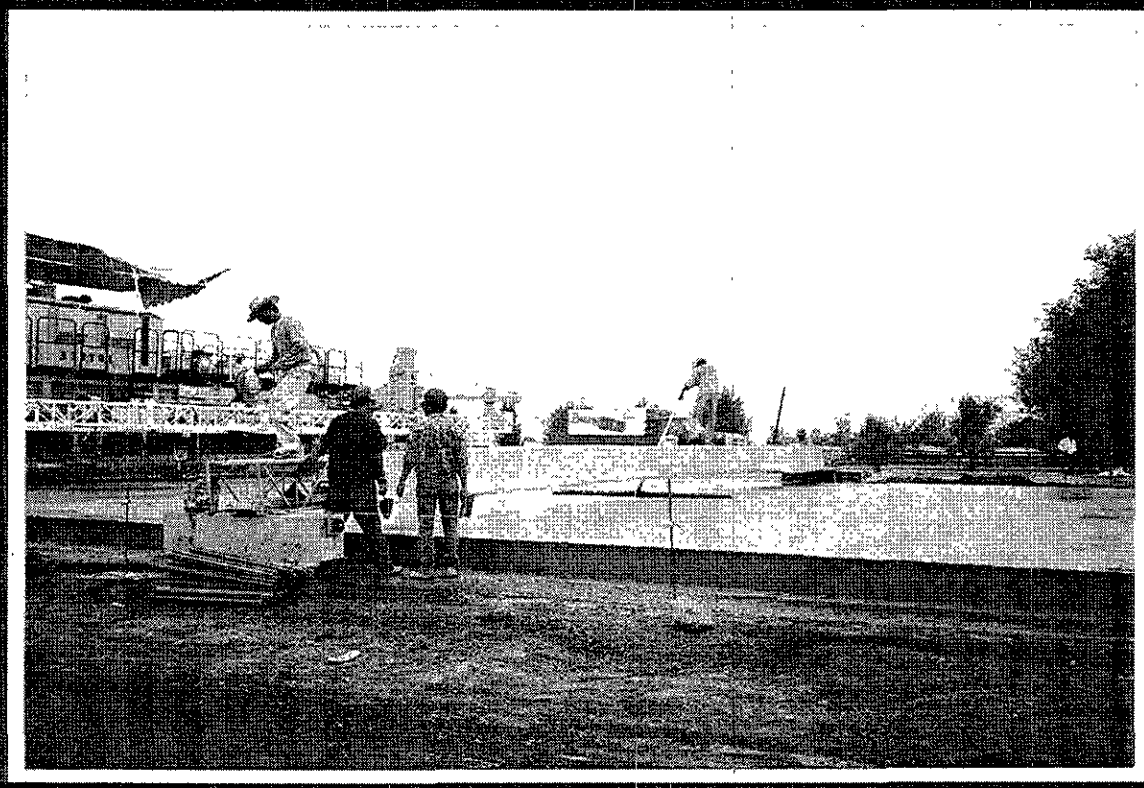
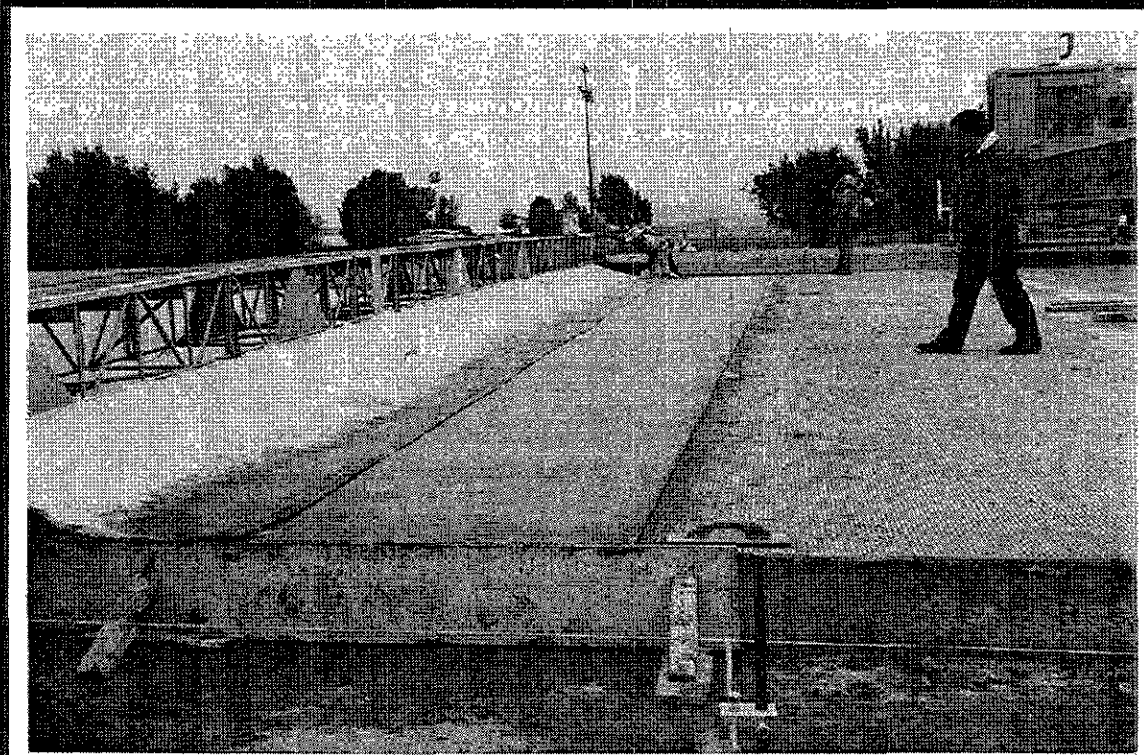


Figura 7.11 La aplicación del yute para la textura longitudinal se realiza manualmente.

En el transcurso de los diferentes procesos de la pavimentación, es necesario realizar el detallado manual de los desperfectos mínimos que deja el paso de las máquinas. Algunos detalles son por ejemplo el enrase con cuchara o llana, el cimbrado de extremos débiles, etc.



Figuras 7.12 y 7.13 Detallado de la superficie posterior al extendido del concreto.

El siguiente paso para el texturizado consiste en impregnar la superficie con algún endurecedor y después de una o dos horas, iniciar el rayado transversal. Estos procesos se realizan con una sólo máquina que ocupa el cuarto lugar en el tren de pavimentación.

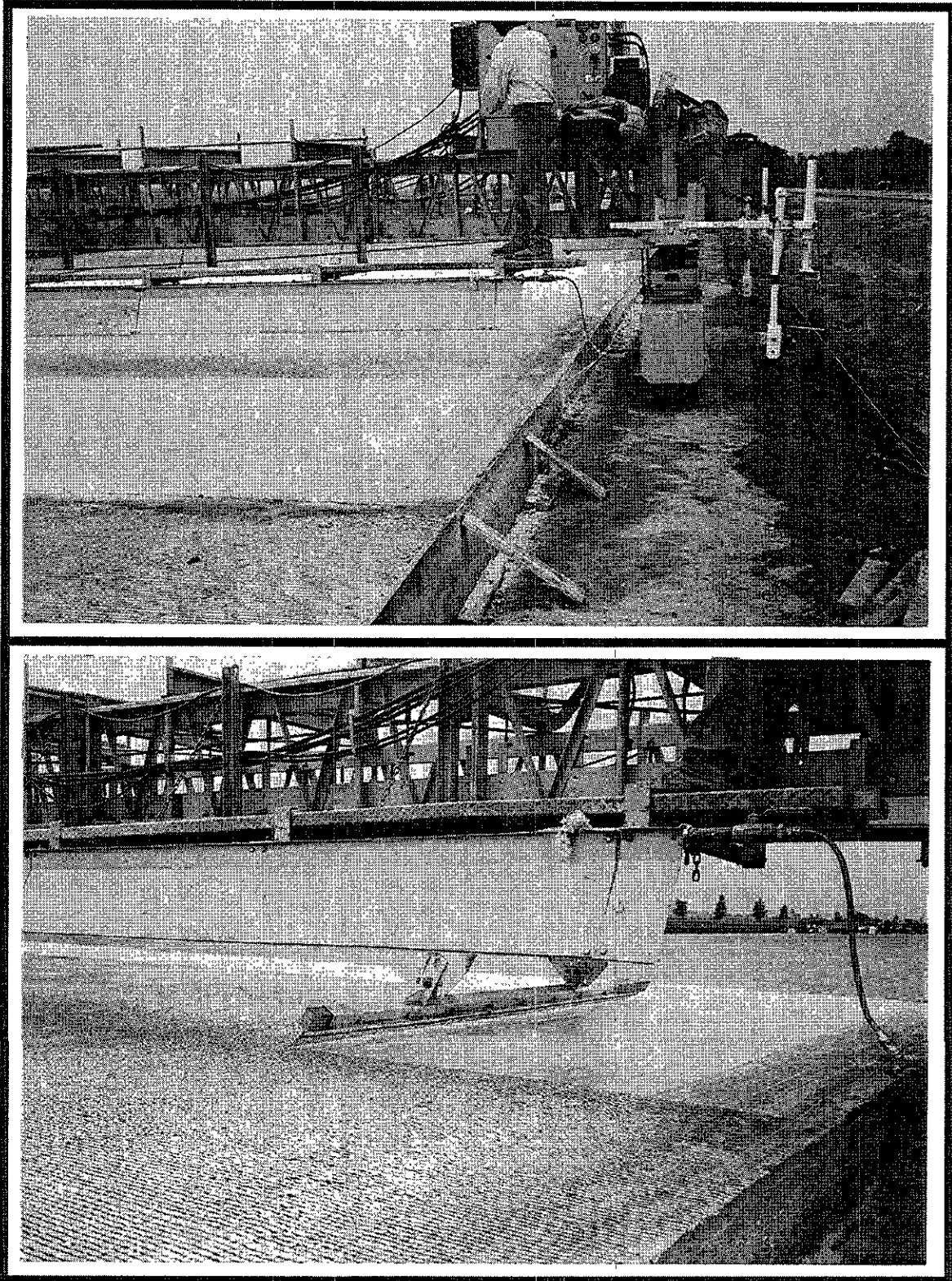


Figura 7.14 y 7.15 Impregnación con endurecedor y rayado transversal respectivamente.

6. Curado.- Con la finalidad de que el concreto desarrolle con mayor eficiencia las características para las que fue diseñado, se deberá proporcionar el ambiente adecuado (húmedo), mediante la aplicación durante los primeros siete días de una cama de arena humedecida con riegos continuos, a fin de asegurar la humedad requerida para la hidratación del cemento.

7. Junteado y sellado.- La construcción de las juntas se realiza mediante el corte con disco abrasivo con un ancho de 0.6 cm. y profundidad de 2.0 cm., estas dimensiones están determinadas por el espesor de la losa (ver figura 7.2) . Para optimizar el comportamiento del concreto, se recomienda la limpieza de juntas mediante chorro de agua o aire a presión, para eliminar partículas extrañas y polvo, y estar así en condiciones de recibir el sellado, el cual se realizará a base de un sellador asfáltico con base solvente de alta adhesión y flexibilidad, como por ejemplo Master Plastic IPESA o similar, el cual se aplicará de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

Para el cruzamiento con calles pavimentadas y en el caso de existir diferencia de rasantes, deberán ejecutarse las acciones pertinentes para realizar la transición adecuada, (nivelación) tomando como referencia una pendiente no mayor a 5%; para estas actividades, deberá utilizarse mezcla asfáltica en caliente, tendida con motoconformadora o equipo que garantice este tipo de acabado y compactada al 95% de su P.V. Marshall. Esto obedece a que para poder dictaminar y ejecutar las actividades de construcción del pavimento de cada calle que cruza, se debería contar con información de los materiales que las conforman, y esto queda fuera de los alcances de la presente tesis. Será indispensable contar durante la ejecución de la obra con un laboratorio de control de calidad.



Figura 7.16 Construcción de las juntas mediante corte con disco abrasivo.

NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION.

Los lineamientos de elaboración y construcción, así como los requisitos de calidad de los materiales y la mezcla en caliente, serán los descritos en el presente estudio y/o los estipulados en las Normas de Construcción e Instalaciones vigentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en sus libro 3 "Normas para construcción e instalaciones" Parte 3.01 "Carreteras y aeropistas", Título 3.01.03 "Pavimentos" Capítulos 073 al 078, 081 y 082/084.

Libro 4 "Normas de Calidad de los Materiales", Título 03 "Materiales para pavimentos", Capítulos 4.01.03.009 Materiales para revestimientos, subbases y bases de pavimentos, excepto en lo referente al valor cementante, que para este caso la prueba no deberá realizarse, 4.01.03.010 Materiales pétreos para carpetas, mezclas asfálticas y riegos de sello, 4.01.03.011 Materiales asfálticos, sus aditivos y mezclas asfálticas, además del título 02 materiales para estructuras y obras de drenaje, capítulo 004; Edición 85.



8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ESTUDIOS PRELIMINARES

La estructura del pavimento de una carretera, ya sea flexible ó rígida, de un tramo ó un subtramo, desde el inicio de su construcción, durante su mantenimiento, en su conservación, en su reconstrucción o en su modernización, requiere de una gran diversidad de estudios previos en los que se involucran diversas áreas de la ingeniería civil.

Como resultado de estos estudios en los que interviene un gran número de especialistas, se obtienen proyectos parciales que, a su vez, forman parte del proyecto integral de la carretera.

Antes de dar inicio a cualquier estudio, es indispensable contar con la información fotogramétrica o satelital, con los planos topográficos y realizar un reconocimiento mediante visitas al sitio. Esto servirá para tener una gran visión y planear la estrategia de desarrollo de los trabajos tanto en campo como en gabinete.

Es importante contar con la información suficiente acerca del entorno geográfico en donde se pretenden realizar los estudios, los proyectos y la obra, ya que a partir de este conocimiento se podrán juzgar todos los elementos que influyen en la toma de decisiones. Por ejemplo, en este caso la carretera se localiza en la costa oaxaqueña en donde prevalece un clima cálido subhúmedo con temperaturas altas y con precipitaciones abundantes lo cual influye en el tipo de materiales y en los procedimientos constructivos que se elijan. Así también, el área de estudio se localiza dentro de la primera zona matriz generadora de huracanes, que corresponde al Golfo de Tehuantepec, este fenómeno produce lluvias torrenciales en la costa de Oaxaca y coloca a la región en el semicírculo peligroso del huracán. Además de que por existir playas y ser un sitio de turismo internacional deberá considerarse un alto grado de confiabilidad y de seguridad así como evitar molestias por reparaciones continuas.

Para la realización de cualquier proyecto debe observarse el costo-beneficio de la obra por lo que es de gran ayuda el estudio socio-económico de la zona de influencia. Sin embargo, es necesario no dejar de lado la situación política existente o los efectos que pudieran acarrear los trabajos. En este caso el subtramo de carretera se localiza entre dos municipios: San Pedro Mixtepec y Santa María Colotepec entre los cuales existen viejas rencillas por la división política y el control de la explotación de las playas. Otro aspecto que deberá tratarse con cautela es la recuperación del derecho de vía que ha sido invadido por terrenos agrícolas y ganaderos de pequeños propietarios y de ejidatarios, así como por una zona militar.

El conocimiento de los materiales regionales, su presencia y su disponibilidad son también factores determinantes en la realización del proyecto, de aquí se desprende la importancia del estudio del entorno geológico que arroja datos importantes acerca de la hidrografía, fisiografía, geomorfología, estratigrafía, geología estructural y tipos de suelos. Es necesario conocer, por ejemplo, la presencia de corrientes subterráneas y el nivel freático y de esta manera tomar en cuenta la permeabilidad de las capas subyacentes. De igual manera es importante conocer la conformación de las capas del subsuelo existente y su estructura ya que el sitio se encuentra también en una zona sísmica.

Un inventario de la infraestructura existente en la zona es de gran importancia ya que de eso dependen los proyectos y las gestiones de reubicación de servicios como luz, agua potable, drenaje, teléfono, telégrafo, alumbrado público, señalamiento, ductos de PEMEX, etc., y previene rupturas innecesarias del pavimento inmediatamente después de la terminación de la obra. Así mismo los problemas legales pueden ser responsabilidad del proyectista al no indicar la presencia de instalaciones especiales. Por ejemplo, a lo largo de este subtramo se localiza un conducto de fibra óptica de TELMEX.

CONTROL DE CALIDAD Y PRUEBAS DE LABORATORIO

El aseguramiento de la calidad de los materiales y de los procedimientos constructivos es de vital importancia en el funcionamiento de la estructura del pavimento, es por ello que los sondeos exploratorios practicados sobre el camino y en las zonas donde se pretende ampliar o construir y que permiten conocer la calidad de las capas subyacentes, deben realizarse bajo un programa detallado. La localización de los bancos de materiales y los bancos de préstamo así como el aseguramiento del suministro en cantidad suficiente impedirá retrasos de obra. El muestreo de los materiales en los bancos y sus pruebas en el laboratorio deben realizarse con sumo cuidado, ya que de estos resultados, de su interpretación y del seguimiento de las normas técnicas, depende una buena calidad de la obra y del cumplimiento de la vida útil proyectada.

En el capítulo 3 se describen los diferentes métodos utilizados para caracterizar a los materiales utilizados en pavimentos, incluyendo los módulos de resiliencia y dinámico, las características de fatiga y los parámetros de deformación permanentes para garantizar su calidad. Se señalan también las diferentes pruebas de laboratorio y campo, así como los sondeos exploratorios y estudios de bancos de materiales para su utilización en el diseño propio del pavimento.

Dentro de los puntos importantes tratados en este tema se encuentran:

1. El análisis de los sistemas de cargas móviles; el módulo elástico a ser utilizado para cada capa es el módulo de resiliencia obtenido de las pruebas de carga repetida.
2. Teóricamente la carga dinámica para pruebas de carga repetida debe variar con la velocidad del vehículo y la ubicación del material debajo de la superficie del pavimento. Prácticamente, una carga semisenoidal con una duración de 0.1 seg. y un periodo de reposo de 0.9 seg. se ha usado frecuentemente.
3. Tanto el módulo de resiliencia como el módulo dinámico, se han utilizado como el módulo elástico para mezclas bituminosas. La diferencia entre un módulo de resiliencia y uno dinámico es que el módulo de resiliencia se mide bajo una vibración semisenoidal con un periodo de reposo, mientras que el módulo dinámico se mide bajo una vibración semisenoidal sin ningún periodo de reposo. El efecto del periodo de reposo es significativo como se puede ver por el hecho de que el mismo módulo dinámico se obtiene sin importar que se haya usado una vibración senoidal o semisenoidal.

4. El módulo de resiliencia de los materiales granulares sin tratar y del suelo de grano fino se pueden determinar con las pruebas de compresión triaxial con carga repetida. Los procedimientos para probar estos materiales se describen y los resultados se analizan en el capítulo 3 para determinar los diferentes parámetros.
5. También se presentan las correlaciones entre el módulo de resiliencia M_R y otras propiedades, tales como el CBR o VRS, el valor R, la clasificación triaxial de Texas, el índice de grupo, la estabilidad Marshall y el valor del cohesiómetro. Estas correlaciones son sólo aproximadas y deben seleccionarse con mucho cuidado, ya que las propiedades se relacionan más a la resistencia al corte que al módulo de resiliencia. El módulo dinámico de las mezclas bituminosas se puede predecir con las ecuaciones de AI y los nomogramas Shell.
6. Debido a las altas deformaciones por tensión usadas frecuentemente en la prueba de fatiga de mezclas bituminosas, el módulo de rigidez dinámica disminuye con el incremento en la carga dinámica y no se puede usar como un coeficiente elástico. Sin embargo, se ha establecido una correlación entre el módulo de rigidez dinámica y el módulo dinámico, para propósitos de diseño.
7. La prueba de fatiga de mezclas bituminosas es cara y consume mucho tiempo. Para acortar el tiempo de prueba, se usa una carga semisenoidal con una duración de 0.1 seg y un periodo de reposo de 0.4 seg, en lugar de 0.9 seg para la prueba del módulo de resiliencia. Se pueden realizar dos tipos de prueba de fatiga. La prueba de esfuerzo constante, en donde la deformación aumenta con el incremento en el número de repeticiones de carga, es aplicable a pavimentos gruesos, y la prueba de deformación constante, en donde la deformación se mantiene constante reduciendo el esfuerzo a medida que el número de repeticiones de carga aumenta, es aplicable a pavimentos delgados. El uso de la prueba de esfuerzo constante para pavimentos delgados es más conservadora y resulta en una vida de diseño más corta. Se pueden usar nomogramas y ecuaciones desarrolladas por Shell y AI para predecir el número de repeticiones para alcanzar la falla.
8. El periodo de vida a la fatiga del concreto de cemento portland depende de la relación de esfuerzo, el cual es un cociente entre el esfuerzo flexionante y el módulo de ruptura MR. Resulta impráctico realizar pruebas de fatiga para un proyecto específico porque la variabilidad de los resultados de la prueba envuelve un gran número de pruebas y un gasto excesivo. El criterio de diseño del PCA es muy conservador y resulta en una vida a la fatiga mucho más pequeña que la vida promedio.
9. Las propiedades de deformación permanente de las mezclas bituminosas y suelos de granos finos con suficiente flujo viscoso se pueden evaluar mediante la prueba de estática incremental, la prueba dinámica, y la prueba de fluencia, mientras que las de materiales granulares y los suelos de grano fino con poco flujo viscoso se pueden evaluar solamente con la prueba dinámica. Se debe tener mucho cuidado al realizar la prueba de deformación permanente, sobre todo al corroborar que los esfuerzos usados en la prueba sean representativos de los que actualmente ocurren en el pavimento del sitio, para que el efecto no lineal se pueda ignorar.

10.El módulo de reacción del subsuelo k se puede determinar con una prueba de placa utilizando una placa circular de 30 pulgadas (762 mm) de diámetro. Debido a que la prueba consume mucho tiempo y no simula las condiciones de servicio, es habitual correlacionar el valor k con otras pruebas más simples como el CBR o VRS y el valor R , en lugar de llevar a cabo la prueba de placa.

CONSIDERACIONES DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

Dentro de las consideraciones generales sobre el diseño del pavimento descritas en el capítulo 4, el tránsito es el factor más importante en el diseño de un pavimento, por lo que aquellos esfuerzos que se realicen para obtener datos actuales resultarán a la postre en beneficio de la obra. Esta importancia se debe a que el pavimento de un camino se diseña dependiendo del tipo, número y frecuencia de vehículos que transitarán por él, ya que estas variables se traducen en cargas que debe soportar el pavimento.

El diseño de la estructura del pavimento es la parte fundamental de esta tesis y los métodos que se han utilizado se explican con detalle. Para la aplicación de estos métodos fue necesario contar con resultados de laboratorio, con datos del estudio de ingeniería de tránsito, con datos del estudio de geotécnica y de otros estudios y proyectos complementarios. Estos datos se han considerado como reales y son insumos que se proporcionaron por dependencias oficiales.

Aunque la aplicación de algunos métodos de diseño de pavimentos aconsejan ciertos rangos de valores para las variables que utilizan como: TDPA, porcentajes de composición vehicular, VRS ó CBR para las distintas capas, índices de serviciabilidad para la operación del camino, etc., se recomienda que de ser posible se lleven a cabo todos y cada uno de los estudios. Mientras se tengan datos más confiables para aplicar los métodos de diseño menor será el riesgo de error. Por ejemplo, en el caso de el estudio de ingeniería de tránsito, se deben realizar los aforos con los métodos más adecuados para obtener valores reales del TDPA y de la composición vehicular.

Los datos utilizados como los VRS y la calidad de materiales en general deben obtenerse mediante las pruebas de laboratorio, y sus correlaciones con otros valores como el módulo de resiliencia M_R , los coeficientes estructurales, el número "n" de la prueba triaxial de Texas, el módulo de reacción del subsuelo k , etc. deben de manejarse con mucho cuidado. La mayoría de los métodos de diseño de pavimentos tienen ya programas computarizados que pueden utilizarse sin mayor problema, sin embargo la utilización de ellos ó de los nomogramas requiere de especial atención, sobre todo al interpretar los valores de las variables ó en la obtención de sus resultados.

Existen muchos métodos de diseño, podríamos decir que cada prueba realizada como las de CBR o VRS, El valor R, la clasificación triaxial de Texas, el valor del cohesiómetro, etc., desarrollan un método específico de diseño sin embargo son muy parecidos. También se utilizan otros métodos de diseño como los desarrollados por el cuerpo de ingenieros, el de Hveem, el de la prueba porter modificada, etc. No obstante, los métodos desarrollados en esta tesis son los mayormente utilizados.

En general, los métodos más utilizados para el diseño de pavimentos son de tipo empírico, ya que hasta ahora no ha sido posible englobar en forma técnica, en una fórmula de diseño, todas las variables que afectan el comportamiento de estas obras. Sin embargo, es conveniente conocer los estudios teóricos de distribución de esfuerzos a través de la masa de los suelos, cuando en ésta actúa una carga superficial y que tienen como punto de partida la teoría de Boussinesq; con ello el proyectista puede tener una idea ligera de lo que pasa en el suelo, ya que su comportamiento es bastante diferente a lo predicho por la teoría, debido principalmente a que los suelos no son homogéneos, isótropos ni elásticos como se les supone; además, las cargas que actúan en los pavimentos no son del tipo estático sino que son dinámicas en diferentes sentidos; asimismo, las características físicas del suelo varían en cuanto a su propia formación, a su contenido de humedad o posición del nivel freático.

PROYECTOS COMPLEMENTARIOS

La elaboración del proyecto geométrico de un camino por reconstruir ó modernizar debe iniciarse con levantamientos preliminares de la geometría actual y del estado físico del pavimento. Para obtener datos más precisos, puede utilizarse la información fotogramétrica y los levantamientos mediante equipo "GPS" con que cuentan las dependencias oficiales.

En este caso, para el conocimiento del estado físico sólo se realizó el análisis de la capacidad y la calificación del servicio actual a manera de ejemplo, debido a que el nuevo trazo del camino exige la ampliación hacia los lados y deja al camino existente ocupando gran parte del camellón central y de los hombros centrales de la nueva carretera.

La geometría proyectada debe observar el cumplimiento de todas las normas establecidas por la S.C.T., también deben ser tomadas en cuenta las observaciones y recomendaciones de los técnicos especialistas y debe ponerse todo el ingenio y creatividad para encontrar soluciones a las intersecciones y entronques, así como proporcionar la comodidad y seguridad al usuario y peatón que circulan por estos caminos.

En el proyecto geométrico de esta modernización se especifican los subtramos que alojarán particularmente a cada tipo de sección, ya sea A4 ó tipo Bulevar de 8 carriles y las transiciones de 140 metros entre cada tipo, así como las dimensiones y acotaciones de cada elemento geométrico. Es de relevante importancia observar la decisión que se tomó para que en el subtramo comprendido del Km.41+500 (desviación a Sola de Vega) al Km. 42+600 se proyectara una sección intermedia tipo A4, cuando en realidad correspondería una de tipo bulevar por ser zona poblada, existiendo por lo tanto dos transiciones más. Esta proyección se realizó tomando en cuenta los grandes volúmenes de terracerías, tanto de corte como de terraplén, que deberían de manejarse durante la ejecución de la obra y la consecuente construcción de obras complementarias y de seguridad como muros de contención, drenajes

especiales, obras de protección, señalamiento y desde luego, los estudios que llevarían a la realización de los proyectos ejecutivos y a la ejecución de estas obras. Por otra parte se consideró que de construirse en este subtramo la sección de 8 carriles, las afectaciones a los predios por la recuperación del derecho de vía serían de gran magnitud y esto podría generar un problema político importante.

Es conveniente aclarar que en el Km. 41+200 se localiza el puente "El Regadillo" que resulta ser insuficiente para operar con el incremento del volumen vehicular, además de que operando sólo, se convertiría en un cuello de botella, por lo que se ha propuesto la construcción de otro puente paralelo a éste y localizado aguas abajo del río (lado derecho en el sentido del cadenamamiento), aprovechando de esta manera las ampliaciones del camino con pavimento de concreto hidráulico que ya existen hacia atrás y hacia adelante del puente y realizando la liga en la continuidad del camino. Este proyecto contempla la reubicación del eje del camino en este subtramo, que por cierto es el único subtramo donde cambia. Es necesario realizar el proyecto ejecutivo del nuevo puente y construirlo simultáneamente con la modernización del camino.

En este proyecto geométrico también se han considerado las necesidades que por costumbre la población requiere, como la ubicación de los paraderos, los retornos y las calles de acceso y que en este caso las vías laterales representan la mejor alternativa para la operación óptima de la vialidad modernizada. Actualmente existen 25 calles de acceso y 13 entronques a nivel de los cuales 3 son los más importantes: "Aeropuerto", "Soia de Vega" y "Zicatela". De igual manera se prevé que en corto tiempo deberán integrarse a la modernización otros entronques y algunas calles de acceso que poco a poco cobran importancia por la afluencia turística y local que por ellos transita y por la creciente construcción de vivienda.

El proyecto geométrico debe estar integrado por los planos de planta y perfil necesarios con la ubicación del trazo basada en observaciones astronómicas con la finalidad de determinar el norte astronómico y conocer la declinación magnética del lugar (la determinación del azimut astronómico se efectúa en función del ángulo horario del sol y de la altitud del mismo lugar). Además deben incorporarse todos los planos de los entronques y calles de acceso que muestren los detalles de intersección con la vialidad principal. En estos mismos planos debe incluirse el trabajo de toponimia y calcularse la curva masa para la cuantificación de volúmenes de corte y terraplén. Por último debe anexarse la memoria de calculo donde se muestre el cálculo de la poligonal o las poligonales de apoyo, los cálculos de la toponimia, la nivelación y el seccionamiento. Las secciones nuevas del camino deben ser dibujadas sobre las actuales.

Cobra particular importancia referirse en este momento al proyecto ejecutivo de semaforización, el mismo que requiere de estudios de campo y gabinete para adaptar el tránsito cotidiano y esporádico a la nueva manera de circular por la zona urbana y zonas aledañas. Este proyecto deberá realizarse además de en su aspecto técnico integral, en una planeación estratégica de introducción de semáforos y señalamientos así como de educación vial y concientización de la población. Es importante señalar que la existencia del aeropuerto, de la zona militar y de la afluencia turística aunados al crecimiento de la población, implica la necesaria incorporación de mejoras continuas en estos aspectos.

Para el proyecto hidráulico deben realizarse los mismos trabajos topográficos que para el proyecto geométrico del camino, pero además debe complementarse con la revisión de cada

una de las obras de drenaje como son: cunetas, contracunetas, alcantarillas, lavaderos, bordillos, puentes, etc., para determinar si seguirán siendo suficientes o será necesario ampliarlas o construir más. En este subtramo, como ya se indicó, destaca la ubicación del puente "El Regadillo" con una longitud de 33.5 m., un ancho de 9.7 m. (2 carriles) y una altura de 5.8 m. construido con concreto armado con una losa de 0.30 m. de espesor y aleros de 3.50 metros. También existen 21 obras transversales al eje del camino y 2.6 Km de cunetas intermitentes.

El proyecto de las terracerías se obtiene finalmente del conjunto de datos proporcionados por el proyecto geométrico, el proyecto de pavimentación, el proyecto hidráulico y del estudio geotécnico para la estabilidad de taludes y las obras de protección.

El proyecto de señalamiento, al igual que el proyecto geométrico, debe estar integrado por los planos en planta en donde se ubiquen las señales horizontales y verticales, preventivas, restrictivas e informativas y los dispositivos para el control del tránsito, así como los planos de detalle constructivo para cada señal ó dispositivo. Debe anexarse también en los planos la cuantificación de todas las señales por su clasificación y de los materiales que se deban utilizar. Es importante resaltar que de un buen señalamiento depende en gran medida la óptima operación de la carretera, la seguridad y la comodidad que debe proporcionarse al conductor y al peatón.

El alumbrado público es otro de los proyectos importantes que debe ser considerado en conjunto con el de señalamiento y el de semaforización. Está integrado por planos y memoria de cálculo. El proyecto de alumbrado público también debe de ser considerado como parte integral del proyecto de paisaje urbano, en este último colaboran especialistas en arquitectura del paisaje y urbanistas quienes a su vez determinan las áreas verdes necesarias, el tipo de vegetación y especies que deben introducirse para ornamento y protección, la ubicación de miradores y zonas de descanso, etc.

El proyecto de servicios complementarios es otra parte fundamental para la correcta operación del camino, pues deben preverse la ubicación o reubicación de expendios de gasolina y paraderos específicos con sus accesos, casetas, baños públicos, depósitos de agua, etc., así como la ubicación de accesos a edificios de gobierno que ofrecen servicios al público con su señalamiento respectivo.

El estudio de impacto ambiental es necesario en varias etapas del proyecto tal y como lo establece el reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente en materia de impacto ambiental; es posible que únicamente sea necesario presentar la manifestación de impacto ambiental en su modalidad de informe preventivo, sin embargo debe reunirse la información necesaria para poder desarrollarlo, en caso de ser requerido, en las otras modalidades más especializadas.

Por último deben elaborarse los presupuestos de las distintas alternativas planteadas y compararse los resultados, considerando equipos, materiales, mano de obra y procedimientos constructivos. De la comparación de los aspectos técnicos y económicos se obtendrá la alternativa definitiva y el proyecto ejecutivo para el cual deberá diseñarse el programa de inversiones y su recuperación. No debe dejarse de lado el planteamiento de los programas de mantenimiento y conservación de tal manera que se tenga previsto todo el proyecto conjunto de la carretera durante su vida útil.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION Y MATERIALES ALTERNATIVOS

La innovación de equipos de construcción sigue avanzando, como por ejemplo en las máquinas pavimentadoras que colocan la mezcla de concreto junto a carriles de tránsito en plena operación con afectaciones mínimas, en los sistemas electromecánicos de colocación de pasajuntas sin tener que utilizar canastillas o silletas, en sistemas cada vez más sofisticados que utilizan los equipos de topografía para dirigir los equipos, etc.

Sin embargo también se han obtenido logros importantes en los procedimientos constructivos como es el caso de los pavimentos de concreto hidráulico de apertura rápida al tránsito "FAST TRACK" en los cuales, mediante unas ligeras variaciones en los materiales utilizados y en los aditivos empleados se logran puestas en servicio de hasta 6 horas.

En la reconstrucción de caminos también se utilizan estos procedimientos vanguardistas, como por ejemplo en la colocación de sobrecarpetas de concreto hidráulico sobre pavimentos de asfalto existentes "WHITETOPING".

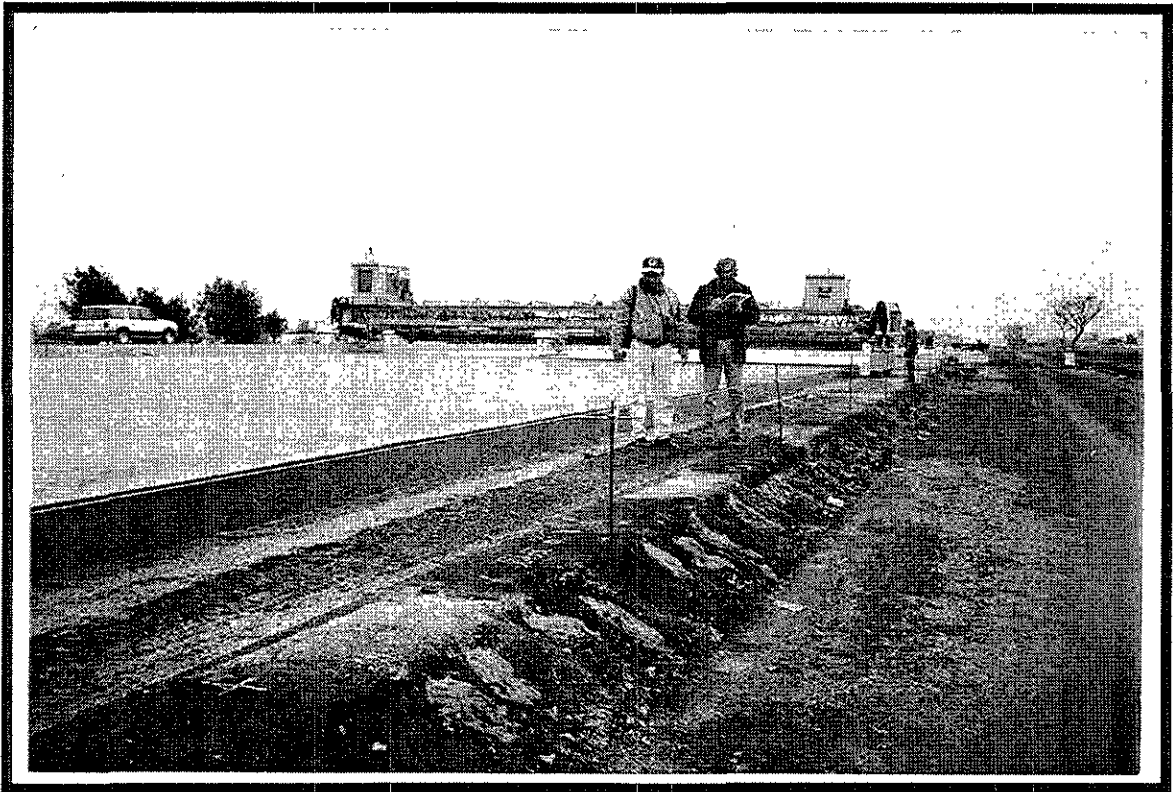


Figura 8.1 Procedimiento "WHITETOPING" en la carretera México - Querétaro.

El estudio en la tecnología de materiales sigue avanzando en la elaboración y prueba de materiales novedosos como el "FLEXOCRETO" que está pensado sobre todo para estacionamientos al aire libre, calles residenciales y urbanas y en caminos con bajo volumen de tránsito. En el flexocreto, las losas tienen menos de 10 cm. de espesor y cuentan con juntas espaciadas a cada 1.80 m. o menos. El refuerzo a base de fibras se ha pensado para impartirle confinamiento y resistencia.

Las fibras sintéticas como las derivadas de escorias de acero, de vidrio o de otros materiales, se estudian para ser utilizadas formando parte de la estructura del pavimento, de mezclas de concreto hidráulico ó como parte de la superficie de rodamiento para obtener mayor rugosidad .

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **Pavement Analysis and Design.** Yang H. Huang. University of Kentucky. Prentice Hall. Englewood Cliffs, New Jersey, 07632. Ed. 1993.
2. **Instructivo para diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras.** Series del Instituto de Ingeniería No.444, México, Noviembre de 1981.
3. **Manual de estudios de ingeniería de tránsito.** Asociación Mexicana de Caminos y Representaciones y Servicios de Ingeniería. Editado por Representaciones y Servicios de Ingeniería, primera edición México, 1971.
4. **Estado Superficial y costos de operación en carreteras.** Instituto Mexicano del Transporte. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. publicación técnica No.30, México, 1991.
5. **Pavement Design Guide.** American Association of State Highway and Transportation Officials. EUA, 1986.
6. **Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements.** Portland Cement Association. EUA, 1988.
7. **Pavimentos de concreto. Diseño y construcción.** Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, México 1995.
8. **Estructuración de Vías Terrestres.** Fernando Olivera Bustamente. Ed. CECSA, 1ª edición México, 1986.
9. **Ingeniería de Tránsito.** Rafael Cal y Mayor. De. Representaciones y Servicios de Ingeniería, sexta edición México, 1982.
10. **Anuario Estadístico del Estado de Oaxaca 1995.** INEGI.
11. **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.** Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo Mejía. Ed. Limusa, México 1995.
12. **Concrete Pavements.** A.F. Stock. Ed. Elsevier Applied Science Publishers LTD, USA 1988.
13. **Highway Engineering.** Clarkson H. Oglesby y R. Gary Hicks. Ed. John Wiley & Sons. Inc. 14ª edición USA 1982.
14. **Ingeniería de Carreteras.** Paul H. Wright y Radnor J. Paquette. Ed. Limusa, 5ª edición México 1993.

15. Principles of Pavement Design. E.J. Yoder. Ed. John Wiley & Sons. Inc. USA 1959.
16. Pavimentos de concreto, Procedimientos para Autoconstrucción. Gustavo G. Méndez Fregoso. IMCYC 1ª edición México 1992.
17. Práctica recomendable para la construcción de pavimentos y bases de concreto. IMCYC 1ª edición México 1992.
18. Infraestructura carretera concesionada en México. José Medina Urdapilleta. Tesis UNAM, Facultad de Ingeniería, México 1997.
19. Proceso de planeación de autopistas concesionadas. Jorge Andrés Obregón García. Tesis UNAM, Facultad de Ingeniería, México 1997.