

DISEÑO DE PAVIMENTOS

(AASHTO-93)

Y SOFTWARE DIPAV 2.0

TRADUCCIÓN Y ADAPTACIÓN

**CURSO DEL INSTITUTO NACIONAL DE CARRETERAS
DE ESTADOS UNIDOS**

(NHI – NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE)

CURSO No 13128

PUBLICACION No FHWA-HI-94-023



INSTITUTO BOLIVIANO DEL CEMENTO Y EL HORMIGÓN

LA PAZ - BOLIVIA

PRÓLOGO TERCERA EDICIÓN IBCH

Luego de un prolongado esfuerzo, el Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón se complace en presentar una nueva edición del Manual de Diseño de Pavimentos en Base al Método AASHTO – 93, incorporando, los procedimientos de diseño de Sobrecarpetas en Pavimentos Existentes, en una segunda parte. Los cuales forman parte del renovado programa DIPAV – IBCH en su versión 2.0.

La primera parte de este Manual, se basa en la Tercera Edición del Manual de Diseño de Pavimentos, editado por la Escuela de Caminos de Montaña de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de San Juan. Es una traducción realizada por el Ing. Oscar V. Cordo del libro: "AASHTO Design Procedures For New Pavements", editado por el Instituto Nacional de Carreteras de Estados Unidos (NHI).

El Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón tiene el permiso escrito del NHI para publicar la traducción de este libro, en el cual se han insertado las pantallas y uso del software "DIPAV-IBCH 2.0", que está íntegramente basado en la metodología de diseño AASHTO tanto para pavimentos nuevos rígidos y flexibles, así como el diseño de sobrecarpetas en pavimentos existentes.

Es importante detallar que algunos aspectos se han modificado y ampliado para tener en cuenta la experiencia boliviana en pavimentos rígidos y los últimos avances en los temas de diseño expresados en la Guía AASHTO – 97, además de comentarios de la ACPA (American Concrete Pavement Association), lo que ha enriquecido la publicación original.

Algunos de los gráficos y ábacos han sido re-dibujados por el IBCH incorporando unidades métricas en el original para ofrecer mayor facilidad en el uso de éstas. También se han corregido errores menores de la anterior edición.

La segunda parte del Manual incorpora una traducción del curso NHI "AASHTO Pavement Overlay Design", íntegramente realizada por el IBCH, incluyendo los procedimientos de diseño de siete casos de sobrecarpetas con ejemplos que muestran la aplicación de DIPAV-IBCH 2.0, herramienta que sin duda facilitará el diseño de pavimentos bajo la metodología AASHTO – 93. El nuevo programa es compatible con Windows XP, Vista y Windows 7, tiene varias diferencias con el programa anterior, como conversión de unidades métricas a inglesas y viceversa en los datos que así lo requieren. Otras características como el procedimiento de cálculo de ejes equivalentes que han probado su versatilidad en la versión anterior se han mantenido. Adicionalmente, se ha incorporado en el diseño de sobrecarpetas la metodología de cálculo de propiedades del suelo usando el Deflectómetro de Impacto (FWD).

El software "DIPAV-IBCH" cuenta con su propio manual, y documentos de recomendaciones constructivas para pavimentos de hormigón y diseño geométrico de juntas, aspectos no cubiertos en esta publicación y que se sugiere consultar en el CD del software.

La Paz, Octubre de 2010

INDICE

Prólogo del IBCH	i
INDICE	ii
Introducción y Desarrollo del Método de Diseño AASHTO - 93	1
1.1. Clasificación de Pavimentos	1
1.2. Desarrollo Histórico del Diseño de Pavimentos	2
1.2.1. Métodos previos a los ensayos de carreteras	2
1.2.1.1. Métodos basados en la Mecánica de Suelos	2
1.2.1.1.1. Método del Índice de Grupo	2
1.2.1.1.2. Métodos edafológicos	2
1.2.1.2. Métodos basados en la resistencia	3
1.2.1.2.1. Método del Valor Soporte California (CBR)	3
1.2.1.2.2. Método del Valor R de Hveem	3
1.2.1.2.3. Métodos basados en ensayos de carga - deformación	3
1.2.1.2.4. Métodos basados en ensayos triaxiales	3
1.2.2. Métodos de diseño basados en ensayos de carreteras	3
1.2.2.1. Road Test de Bates	3
1.2.2.2. Road Test de Maryland	4
1.2.2.3. Road Test de la WASHO	4
1.2.2.4. Road Test de la AASHO	4
1.2.2.4.1. Extensiones del Road Test de la AASHO	5
1.2.2.4.2. Objetivos del Road Test de la AASHO	5
1.2.2.4.3. Condiciones específicas para el Road Test de AASHO	6
1.2.2.4.4. Evolución de los procedimientos de diseño AASHTO	8
Conceptos de Desempeño de Pavimentos	12
2.1. Definición de desempeño del pavimento	12
2.2. Indicadores de comportamiento	12
2.2.1. Fallas visibles	12
2.2.1.1. Fallas en pavimentos rígidos	13
2.2.1.2. Fallas en pavimentos flexibles	15
2.2.2. Capacidad estructural	17
2.2.3. Fricción superficial	17
2.2.4. Rugosidad/Serviciabilidad	18
Caracterización del Tránsito	20
3.1. Introducción	20
3.2. Conversión de tránsito en ESALs	20
3.2.1. Factores equivalentes de carga	20
3.2.2. Factor de camión	39
3.2.3. Procedimiento simplificado	39

3.2.4. Procedimiento de cálculo riguroso	41
3.2.5. Factores equivalentes de carga para ahuellamiento	44
3.3. Análisis de tránsito	46
3.3.1. Volúmenes de tránsito	46
3.3.2. Volúmenes de camiones	46
3.3.3. Peso de camiones	47
3.3.3.1. Estaciones permanentes de control de cargas	47
3.3.3.2. Estaciones portátiles	48
3.3.3.3. Pesaje en movimiento	48
3.3.3.4. Componentes de un programa de monitoreo de tránsito	49
3.3.3.5. Factor de distribución por dirección	49
3.3.3.6. Factor de distribución por carril	49
3.3.3.7. Factores que afectan la exactitud del cálculo de los ESALs	50
Características de la Subrasante	52
4.1. Introducción	52
4.2. Propiedades físicas de los suelos para subrasante	52
4.2.1. Propiedades iniciales de los suelos	52
4.2.2. Clasificación de suelos	53
4.2.3. Relación entre humedad y densidad	54
4.3. Ensayos de resistencia para suelos de subrasante	55
4.3.1. Valor Soporte California	55
4.3.2. Valor de resistencia R de Hveem	59
4.3.3. Módulo de reacción de subrasante o coeficiente de balasto	60
4.3.4. Ensayo de compresión triaxial	60
4.3.5. Ensayo de penetración dinámica con cono	61
4.3.6. Ensayo de módulo resiliente	62
4.3.6.1. Datos a registrar	63
4.3.6.1.1. Cargas	63
4.3.6.1.2. Deformaciones	63
4.3.6.2. Equipo para hacer el ensayo	64
4.3.6.2.1. Cámara triaxial	64
4.3.6.2.2. Dispositivo de carga repetitiva	64
4.3.6.2.3. Equipo de medida de cargas y deformaciones	64
4.3.6.3. Cálculo de M_R	66
4.3.6.3.1. Suelos finos (Materiales Tipo 2 según AASHTO T-294)	66
4.3.6.3.2. Materiales granulares (Materiales Tipo 1 según AASHTO T-294)	67
4.3.6.4. Influencia de las propiedades de los suelos	67
4.3.6.5. El módulo resiliente en el diseño de pavimentos	68
4.3.6.6. El módulo de reacción de subrasante en el diseño de pavimentos	70
4.3.6.7. Correlaciones entre distintas variables de resistencia y el módulo resiliente	84
Materiales para pavimentos	86
5.1. Introducción	86
5.2. Hormigón de cemento Portland	86
5.2.1. Aditivos	86

5.2.2. Curado	87
5.2.3. Ensayos	88
5.2.3.1. Resistencia a la compresión simple	88
5.2.3.2. Resistencia a la tracción indirecta	89
5.2.3.3. Módulo de rotura (resistencia a la flexión)	89
5.2.3.4. Módulo de elasticidad	91
5.2.4. Modelos de fatiga	91
5.2.5. Durabilidad del hormigón	93
5.2.6. Propiedades expansivas y contractivas del hormigón	93
5.3. Concreto asfáltico	93
5.3.1. Cementos asfálticos	94
5.3.2. Ensayos sobre muestras de concreto asfáltico	95
5.3.2.1. Ensayo Marshall	95
5.3.2.2. Ensayo Hveem	95
5.3.2.3. Módulo resiliente diametral	96
5.3.2.4. Módulo dinámico de rigidez	97
5.3.2.5. Resistencia a la tracción Indirecta	97
5.3.2.6. Ahuellamiento	99
5.3.3. Características térmicas y de humedad	100
5.3.3.1. Desprendimientos y peladuras	100
5.3.4. Coeficientes estructurales o de capa	100
5.4. Bases	101
5.4.1. Mezclas de agregados de suelos	101
5.4.1.1. Resistencia	101
5.4.1.2. Módulo resiliente	103
5.4.2. Bases tratadas con cemento	105
5.4.2.1. Módulo elástico	106
5.4.3. Bases tratadas con asfalto	106
5.4.4. Coeficientes estructurales o de capa	107
5.4.5. Bases permeables	110
Conceptos de confiabilidad	111
6.1. Introducción	111
6.2. Conceptos básicos de variabilidad	111
6.2.1. Valor medio, rango, desvío estándar y coeficiente de variación	111
6.2.2. Muestra versus variación	112
6.2.3. Distribución de variación	112
6.3. Ejemplos de variabilidad	116
6.3.1. Variabilidad en el diseño	116
6.3.2. Variabilidad en la construcción	116
6.3.3. Variabilidad en el comportamiento	119
6.3.4. Cómo la variabilidad afecta la bondad de diseño	119
6.4. Concepto general de confiabilidad de diseño	120
6.4.1. Uso del concepto de confiabilidad	120
6.4.2. Definiciones de confiabilidad	120
6.4.3. Aplicación de la confiabilidad al diseño	123

6.4.4. Selección del nivel de confiabilidad	124
Drenaje	126
7.1. Introducción	126
7.2. Conceptos de drenaje de pavimentos	126
7.3. problemas de humedad en pavimentos	126
7.4. Fallas inducidas por la humedad	127
7.5. Fuentes de humedad en pavimentos	127
7.6. Principios básicos de un sistema de drenaje	128
7.6.1. Sistemas de drenaje subterráneo de caminos	130
7.6.1.1. Drenes longitudinales	130
7.6.1.2. Drenes transversales y horizontales	131
7.6.1.3. Bases permeables	132
7.6.1.4. Sistema de pozos	132
7.6.2. Material para drenaje	133
7.6.2.1. Tubos colectores	133
7.6.2.2. Materiales de filtro	134
7.6.2.3. Filtros de transición	134
7.6.2.4. Filtros de textiles	135
7.6.3. Consideraciones de drenaje en el diseño de pavimentos según AASHTO	136
7.6.3.1. Tiempo de drenaje	137
7.6.3.2. Ecuaciones del tiempo para drenar	137
7.6.3.3. Método del caudal constante	143
7.6.4. Porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación	144
7.6.5. Ejemplo	144
7.7. FHWA Technical paper 90-01. Drenaje de pavimentos	146
7.7.1. Coeficientes de drenaje AASHTO	147
7.7.2. Análisis de drenaje	147
7.8. Efecto de subrasantes expansivas y congelantes en la pérdida de serviciabilidad	150
7.8.1. Introducción	150
7.8.2. Subrasantes expansivas	150
7.8.3. Subrasantes congelantes	153
Diseño de pavimentos flexibles	158
8.1. Introducción	158
8.2. Variables de entrada	159
8.2.1. Variables de tiempo	159
8.2.2. Tránsito	160
8.2.3. Confiabilidad	160
8.2.4. Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación	160
8.2.5. Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad	161
8.2.6. Propiedades de los materiales	161
8.2.7. Drenaje	161
8.3. Determinación de espesores	161

8.3.1. Estabilidad y factibilidad de construcción	164
8.3.2. Espesores mínimos en función del SN	164
8.3.3. Consideraciones de costo en la selección de espesores de capas	168
8.4. Consideraciones de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales	169
8.5. Análisis de sensibilidad	170
8.6. Limitaciones en el método de diseño AASHTO	174
8.7. Tendencias futuras en el diseño de pavimentos flexibles	174
8.8. Ejemplos	175
8.8.1. Diseñar un pavimento teniendo en cuenta estas características:	175
Diseño de pavimentos rígidos	182
9.1. Introducción	182
9.2. Variables de entrada	183
9.2.1. Variables de tiempo	183
9.2.2. Tránsito	184
9.2.3. Confiabilidad y desviación estándar	184
9.2.4. Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación	184
9.2.5. Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad	184
9.2.6. Módulo de reacción de la subrasante	185
9.2.7. Caracterización de los materiales que forman el pavimento	185
9.2.8. Drenaje	186
9.2.9. Transferencia de cargas	186
9.3. Cálculo de armaduras	187
9.3.1. Variables para cálculo de armaduras en pavimentos con juntas	187
9.3.1.1. Longitud de losa	187
9.3.1.2. Tensiones de trabajo	187
9.3.1.3. Factor de fricción	187
9.3.2. Variables para cálculo de armaduras en pavimentos continuos	188
9.3.2.1. Resistencia a la tracción del hormigón	188
9.3.2.2. Retracción del hormigón	188
9.3.2.3. Coeficiente de dilatación del hormigón	189
9.3.2.4. Diámetro de barras	189
9.3.2.5. Coeficiente de dilatación del acero	189
9.3.2.6. Diferencia de temperatura de diseño	189
9.3.2.7. Factor de fricción	190
9.4. Procedimiento para determinación del espesor de losa	190
9.4.1. Construcción por etapas	193
9.4.2. Consideraciones de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales	193
9.4.3. Diseño de armaduras	193
9.4.4. Armadura longitudinal para pavimento con juntas	193
9.4.5. Armaduras longitudinales para pavimentos continuos	194
9.4.6. Criterios limitantes	196
9.4.7. Diseño de armadura transversal	202
9.4.8. Cálculo de barras de unión	202
9.5. Diseño de juntas	206

9.5.1. Tipos de juntas	206
9.5.2. Espaciamiento entre juntas	206
9.5.3. Juntas oblicuas (enviajadas)	207
9.5.4. Espaciamiento entre juntas al azar	208
9.5.5. Transferencia de cargas en juntas	208
9.5.6. Formación de juntas y dimensiones del reservorio	211
9.5.6.1. Profundidad inicial de la junta	211
9.5.6.2. Determinación de las dimensiones para el reservorio de juntas	211
9.6. Análisis de sensibilidad para espesores de losa	212
9.7. Limitaciones en el método de diseño AASHTO	218
9.8. Tendencias futuras en el diseño de pavimentos rígidos	219
9.9. Ejemplos	220

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN Y DESARROLLO DEL MÉTODO DE DISEÑO AASHTO - 93

1.1. CLASIFICACIÓN DE PAVIMENTOS

Los pavimentos pueden dividirse en rígidos y flexibles. Las cargas que transmiten a la fundación son muy diferentes como se muestra a continuación:

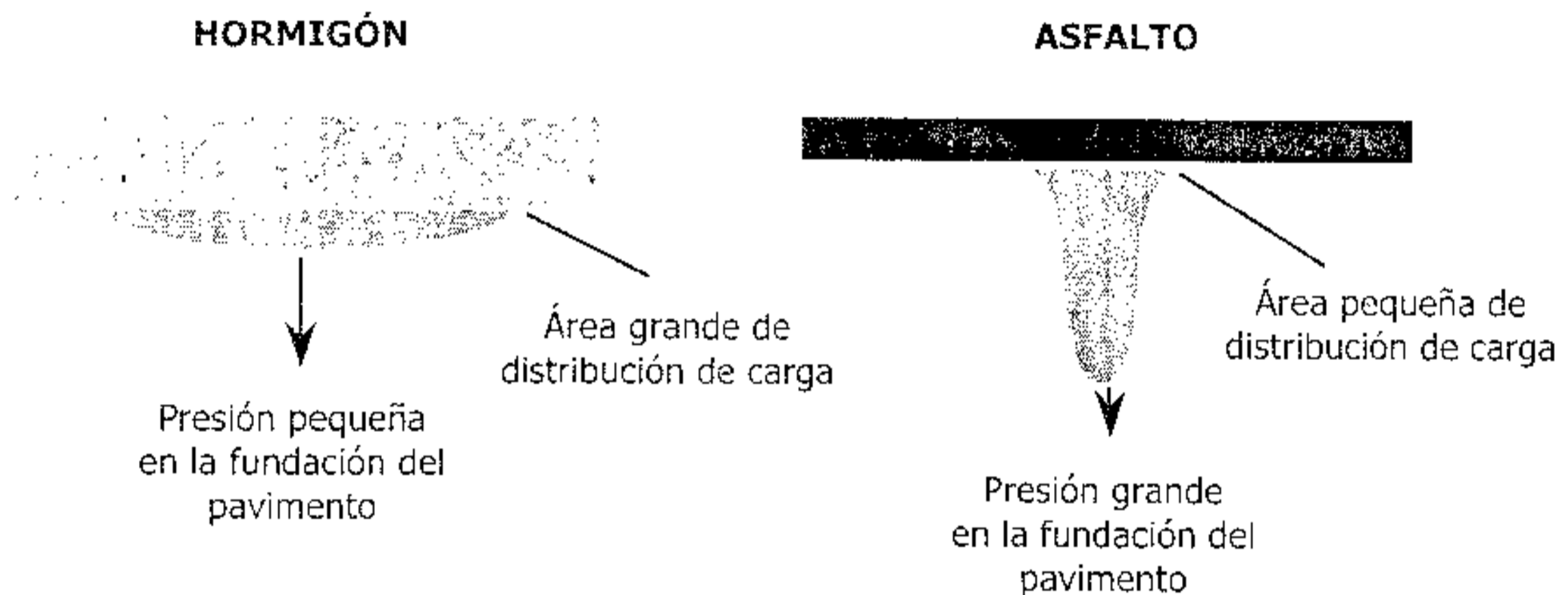


Figura 1.1. Esquema del comportamiento de pavimentos flexibles y rígidos

En un pavimento rígido, debido a la rigidez de la losa de hormigón se produce una distribución de las cargas de las ruedas de los vehículos en un área mayor, dando como resultado tensiones muy bajas en la subrasante. En un pavimento flexible, el concreto asfáltico, al tener menor rigidez, se deforma y transmite tensiones mayores en la subrasante.

Debido a la rigidez y alto módulo de elasticidad del hormigón, los pavimentos rígidos basan su capacidad portante en la losa de hormigón más que en la capacidad de la subrasante. Los pavimentos rígidos pueden dividirse en tres tipos:

- Hormigón simple con juntas.
- Hormigón armado con juntas.
- Hormigón armado con refuerzo continuo.

El pavimento de hormigón simple no contiene armadura en la losa y el espaciamiento entre juntas es pequeño entre 2.50 a 5 metros. Las juntas pueden o no tener dispositivos de transferencia de cargas.

Los pavimentos de hormigón armado con juntas tienen espaciamientos mayores entre juntas entre 5 a 12 metros y llevan armadura distribuida en la losa a los efectos de controlar y mantener cerradas las fisuras de contracción. Este tipo de pavimentos se cubrirán con mayor detalle en el capítulo correspondiente.

Los pavimentos de hormigón armado continuo tienen armadura continua longitudinal y no tienen juntas transversales, excepto juntas de construcción. La armadura transversal es opcional en este caso. Estos pavimentos tienen más armadura que los de hormigón armado con juntas y el objetivo de esta armadura es mantener un espaciamiento adecuado entre fisuras y que éstas permanezcan cerradas.

Los pavimentos flexibles se caracterizan por ser sistemas multicapa con las capas de mejor calidad cerca de la superficie donde las tensiones son mayores. La capa superior es de concreto asfáltico. Un pavimento flexible trabaja distribuyendo la carga hasta que llegue a un nivel aceptable para la subrasante. Por debajo de la capa de concreto asfáltico se coloca una base que puede ser de piedra partida, grava bien graduada o materiales estabilizados (con cemento, cal o asfalto). Por debajo de esta base se coloca una capa de menor calidad denominada subbase.

1.2. DESARROLLO HISTÓRICO DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS

1.2.1. Métodos previos a los ensayos de carreteras

Los primeros métodos de diseño de pavimentos se remontan a tiempos anteriores a la década de 1920. En esa época, los diseños se hacían en base a la experiencia y al sentido común del proyectista. En algunos casos los resultados eran buenos, pero cuando se extrapolaban a zonas de diferente tipo de suelo, distinta composición de tránsito y distinto clima, los resultados eran dudosos, y la posibilidad de sobre dimensionar o sub dimensionar el pavimento eran muy grandes.

1.2.1.1. Métodos basados en la Mecánica de Suelos

Muchos de estos métodos estaban basados en principios geotécnicos. El concepto era proteger la subrasante de tensiones excesivas colocando un espesor suficiente de materiales por encima de ésta.

1.2.1.1.1. Método del Índice de Grupo

Se basa en el concepto del Índice de Grupo. Propiedad de suelos que aumenta a medida que disminuye su calidad, por lo tanto a subrasantes de alto Índice de Grupo le corresponderán grandes espesores de pavimentos. Este método no era muy sofisticado en cuanto a la selección de materiales o diseño de espesores y únicamente tomaba en cuenta el número de vehículos pesados diarios.

1.2.1.1.2. Métodos edafológicos

Están basados en la clasificación de la formación de suelos y el principio de que suelos del mismo origen y con condiciones climáticas similares tendrán propiedades ingenieriles similares. La filosofía de diseño era similar al método del índice de grupo.

1.2.1.2. Métodos basados en la resistencia

Estos métodos usan las propiedades de resistencia o de relaciones carga - deformación de los suelos de subrasante como un indicador relativo de la calidad de los materiales. Se detallan los siguientes:

1.2.1.2.1. Método del Valor Soporte California (CBR)

Este método usa las características de carga - deformación de la subrasante, subbase y base y en forma empírica los relaciona con los espesores totales del pavimento, capa de rodadura, base y capas subyacentes. El CBR es la relación existente entre una carga que produce una deformación de 0.1 pulg (2.5 mm) en el material en cuestión y la carga que produce esa misma deformación en una muestra patrón que es un material granular de excelente calidad que se asume como 100%.

1.2.1.2.2. Método del Valor R de Hveem

Se basa en el ensayo del estabilómetro de Hveem que mide las presiones horizontales desarrolladas en un material granular por efecto de la aplicación de una carga vertical. A mayor resistencia a la presión vertical, mejor será la calidad del material. El espesor de un paquete estructural es función del valor R de la subrasante, a menor R, mayor espesor.

1.2.1.2.3. Métodos basados en ensayos de carga - deformación

Este método de diseño supone que el comportamiento del pavimento es función de las características de carga - deformaciones de la subrasante. Para medir esta característica se usa el ensayo de placa o plato de carga en el cual la subrasante es cargada a través de una serie de placas rígidas de 300 a 750 mm de diámetro y se mide la deflexión de la placa. El espesor de diseño está basado en una correlación entre la deflexión de la placa y el comportamiento del pavimento.

1.2.1.2.4. Métodos basados en ensayos triaxiales

Se coloca la muestra de material dentro de una cámara triaxial, se le aplica una presión de confinamiento que simula las condiciones imperantes en el cuerpo del pavimento y se la carga verticalmente hasta la rotura. Estas tensiones de rotura se relacionan con los espesores de pavimentos necesarios para proteger la subrasante y de base para proteger la subbase.

1.2.2. Métodos de diseño basados en ensayos de carreteras

1.2.2.1. Road Test de Bates

En los años 20 los ingenieros comenzaron a reconocer que las cargas de tránsito y su distribución por ejes eran factores fundamentales en el diseño de pavimentos. Así la División de Carreteras de Illinois realizó el Bates Experimental Road Test entre 1922 y 1923. Este ensayo fue realizado en una vía de 4 Km de largo cerca de Springfield, Illinois. La que fue dividida en distintos sectores y se usaron diferentes materiales: ladrillos, concreto asfáltico y hormigón. Este ensayo corroboró la suposición de que el diseño de pavimentos debe estar relacionado a las cargas por eje.

1.2.2.2. Road Test de Maryland

Realizado en 1950 con 1.8 Km de longitud de un pavimento rígido existente cerca de La Plata, Maryland. El ensayo consistía en estudiar una sección transversal de espesor variable (9-7-9 pulg o 22.9-17.8-22.9 cm) con juntas de contracción cada 12.2 m y juntas de expansión cada 36.6 m. La losa se armó con malla de acero y se usaron pasadores de 19 mm de diámetro en correspondencia con las juntas transversales.

El objetivo de este ensayo fue determinar los efectos relativos de cuatro distintas cargas por eje usando dos vehículos tipo. Las cargas eran de 80 KN (simple), 100 KN (simple), 142 KN (tándem) y 200 KN (tándem). Estas eran las cargas previstas en la red vial. Los resultados de los ensayos fueron los siguientes:

- La fisuración y asentamiento de la losa en las juntas se incrementaba de acuerdo a las cargas en este orden: 80 KN (simple), 142 KN (tándem), 100 KN (simple), 200 KN (tándem).
- Cuando se presentaban subrasantes plásticas se observaba bombeo de finos, pero esto no ocurría cuando la subrasante era granular con muy pequeños porcentajes de limo y arcilla.
- La equivalencia entre ejes tándem y ejes simples dependía de la ubicación transversal de la carga.
- Las tensiones y deflexiones causadas por cargas actuando en las esquinas y bordes estaban influenciadas por el alabeo térmico.

1.2.2.3. Road Test de la WASHO

Fue realizado entre 1953 y 1954 por la Western Association of State Highway Officials (WASHO) en la ruta existente cerca de Malad, Idaho. Se hicieron dos pistas de 580 m en tramo recto cada una, en las cuales había 5 secciones de ensayos de 92 m de largo separados por tramos en transición de 30 m. Las cargas por eje usadas fueron: 80 KN (simple), 100 KN (simple), 142 KN (tándem) y 178 KN (tándem). Los espesores de pavimentos oscilaban entre 152 y 559 mm (6 a 22 pulg). Las conclusiones fueron:

- El daño en el pavimento se incrementaba en el siguiente orden: 80 KN (simple), 142 KN (tándem), 100 KN (simple) y 178 KN (tándem).
- De acuerdo a las fallas producidas al pavimento, un eje tándem con una carga aproximadamente 1.5 veces mayor que la carga de un eje simple es equivalente a ese eje simple. La equivalencia entre ejes simples y tándem en lo concerniente a deformaciones esta alrededor de 1.8 veces.
- El comportamiento del pavimento con 10 cm (4 pulg) de concreto asfáltico fue muy superior a uno con paquete total de igual espesor, pero con 5 cm (2 pulg) de concreto asfáltico.

1.2.2.4. Road Test de la AASHO

Fue el último de los grandes ensayos a escala natural de carreteras realizados en EEUU. Se efectuó entre 1958 y 1960 cerca de Ottawa, Illinois. Se eligió esta zona por poseer características de suelos uniformes, típicos de gran parte de EEUU y el clima es típico del Norte de dicho país. Además los trabajos de construcción se incorporarían en la ruta interestatal 80.

Este ensayo introdujo el concepto de serviciabilidad en el diseño de pavimentos. La serviciabilidad es una medida de la capacidad del pavimento para brindar una superficie lisa y suave al usuario. Este parámetro varía entre 0 (pavimento intransitable) a 5 (pavimento perfecto). Durante los dos años que duró el experimento, se registró la serviciabilidad de cada sección de pavimento según la calificaban los conductores de camiones del ensayo cada dos semanas. Así se registró el índice de serviciabilidad

presente o actual, PSI (present serviceability index) y se graficó en función del tiempo tal como muestra la Figura 1.2 para pavimentos rígidos y flexibles. En base a datos de este tipo se dedujeron las ecuaciones de diseño.

1.2.2.4.1. Extensiones del Road Test de la AASHO

Fue el ensayo más completo realizado hasta el momento, pero adolecía de ciertos defectos como ser: un solo tipo de condiciones ambientales, el mismo tipo de subrasante y materiales para pavimentos del norte de Illinois. Como paso siguiente se debería considerar diferentes condiciones y materiales. Los componentes del proceso de diseño que requerían verificación local eran:

- Clima
- Subrasante
- Tráfico
- Materiales de Pavimentación
- Otras Características de diseño

Se debían realizar estudios complementarios "satélite" en otras regiones de EEUU, con diferentes materiales y condiciones ambientales, pero lamentablemente nunca se llevaron a cabo, dejando al método de diseño AASHTO con estas limitaciones:

- Verificación
- Base de datos estadística inadecuada
- Definiciones no reales de falla

Una evaluación mayor del procedimiento de diseño se realizó en 1972. Los principios básicos establecidos y validados en el AASHTO Road Test todavía sirven de base para un notable número de procedimientos de diseño basados en el reempañamiento actualmente en uso dentro y fuera de EEUU.

1.2.2.4.2. Objetivos del Road Test de la AASHO

Los objetivos eran:

1. Determinar la relación entre el número de repeticiones de cargas por eje de diferente magnitud y configuración y el espesor necesario de pavimento (rígido o flexible) que apoya en diferentes bases y subbases para una subrasante de características conocidas.
2. Determinar los efectos significativos de vehículos de distinto peso cuando se aplican sollicitaciones de distinta frecuencia a los puentes. Los puentes analizados eran vigas I de acero, de hormigón armado y de hormigón pretensado.
3. Realizar estudios especiales sobre bermas pavimentadas, tipos de base, fatiga del pavimento, dimensiones y presión de neumáticos y vehículos militares pesados y correlacionar los resultados de estos estudios especiales con los de la investigación básica.

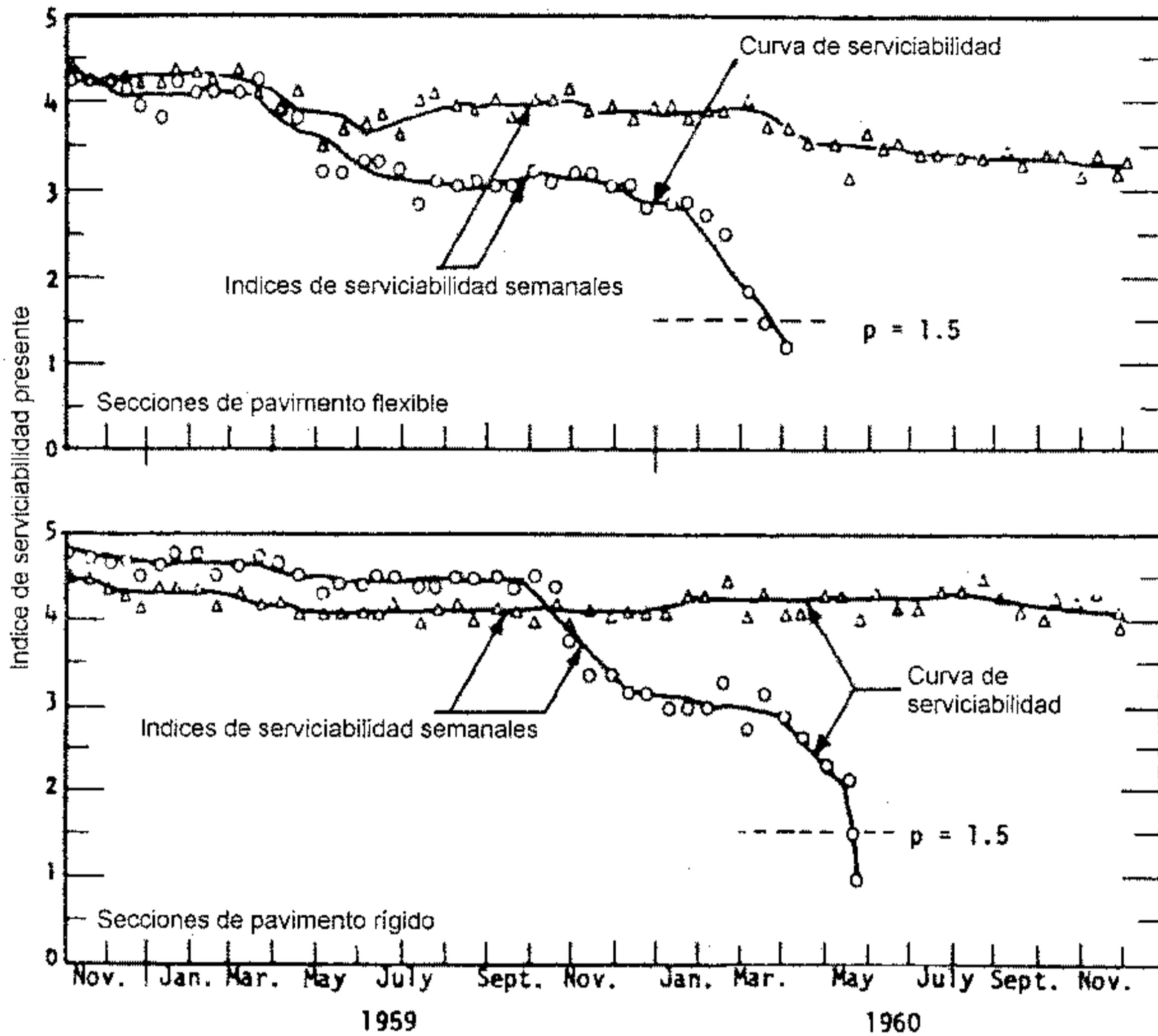


Figura 1.2. Registros de serviciabilidad típicos a partir del AASHO Road Test (HRB 1962)

4. Proveer registro de los esfuerzos y materiales requeridos para mantener cada sección de ensayo en condiciones satisfactorias hasta que sea discontinuado por el ensayo.
5. Desarrollar instrumentos, procedimientos de ensayos, datos, tablas, gráficos y fórmulas que reflejen la capacidad de las distintas secciones ensayadas y que serán muy valiosas en el diseño de futuras carreteras y en la evaluación de la calidad de calzadas existentes.

1.2.2.4.3. Condiciones específicas para el Road Test de AASHO

Las condiciones climáticas de la zona son:

- Lluvia anual: 762 mm
- Diferencia entre precipitación y evaporación: 102 mm
- Índice de Thornthwaite: 30 - 1
- Profundidad de penetración del hielo: 762 mm

- Ciclos de congelación y deshielo: 12 por año a nivel de subbase
- Temperatura media en verano: 24 °C
- Temperatura media en invierno: -30 °C

Características de la subrasante:

- Suelo tipo A-6
- CBR=2 a 4%
- Módulo de reacción $k= 12 \text{ KPa/mm} = 45 \text{ pci} = 1.2 \text{ Kg/cm}^3$ (medido en primavera, luego del deshielo inicial)
- Profundidad de roca madre (bed rock)= 3.0 a 9.1 m de la superficie. Esta varía desde arenisca en el extremo occidental de la zona a caliza esquistosa en el extremo Este.

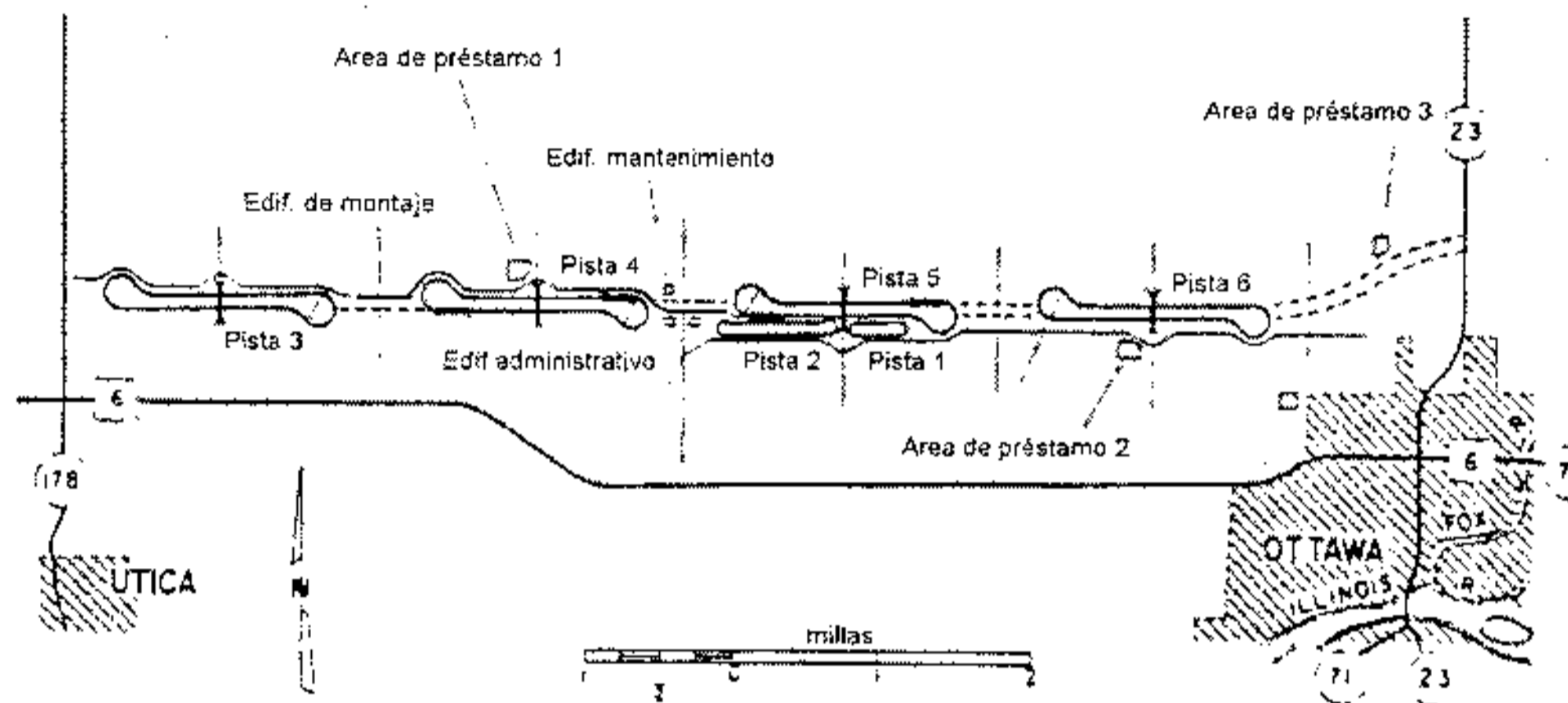


Figura 1.3 Pistas para el Road Test de AASHO

Se construyeron pistas entre 1956 y 1958. La construcción fue de excelente calidad. Hay 6 pistas, 4 grandes y 2 pequeñas. Las grandes son las 3, 4, 5 y 6, y las pequeñas la 1 y la 2. Cada pista tenía un tramo recto de cuatro carriles divididas al centro con curvas de retorno en los extremos. Los tramos rectos tenían una longitud de 2073 m para las pistas grandes (3 a 6), 1341 m para la 2 y 610 m para la pista 1. La pista 1 fue sometida a cargas estáticas y efectos del clima y las pistas 2 a 6 fueron solicitadas con cargas dinámicas que van aumentando de una pista a otra. En todas las pistas, los tramos rectos al Norte y las curvas de retorno al Este eran de concreto asfáltico, mientras que los tramos rectos al Sur y las curvas de retorno al Oeste eran de hormigón.

Las variables para este estudio eran: espesor de pavimento, magnitud de cargas y efectos ambientales. Las secciones de pavimentos eran variables, con tramos de transición entre ellas. La longitud mínima de sección era de 30 m.

La capa de concreto asfáltico usada consistía en una mezcla de piedra caliza partida densa y bien graduada con un 5.4% de cemento asfáltico de grado de penetración 85-100. El espesor de esta capa oscilaba entre 25 y 152 mm (1 a 6 pulg). Se usaron cuatro tipos de base: piedra partida caliza, grava bien graduada, grava tratada con cemento y grava tratada con asfalto. El espesor de la base variaba de 0 a

229 mm (0 a 9 pulg). El pavimento de hormigón estaba hecho con aire intencionalmente incorporado y contenía 335 Kg de cemento por m³ de hormigón, grava y arena natural.

La subbase del pavimento flexible y rígido era una mezcla densa de grava y arena con un porcentaje apreciable de finos (PT N1200 = 6.5%). Los espesores variaban de 0 a 406 mm (0 a 16 pulg) para los pavimentos flexibles y de 0 a 229 mm (0 a 9 pulg) para pavimentos rígidos.

El tránsito que circuló por estas pistas consistía en cargas de ejes simples que variaban entre 9 y 133 KN (2 a 30 kips) y cargas de ejes tándem que variaban entre 107 y 214 KN (24 a 48 kips). Se aplicaron 1.14×10^7 cargas por eje en cada sección, lo que daba un equivalente de 10 millones de pasadas de ejes de 80 KN (18 kips) en la pista más cargada.

1.2.2.4.4. Evolución de los procedimientos de diseño AASHTO

a) Pavimentos flexibles

Los datos del AASHTO Road Test daban relaciones empíricas entre el espesor del concreto asfáltico, magnitud de cargas, tipo de ejes, número de aplicaciones de cargas y pérdida de serviciabilidad para un pavimento en las condiciones de dicho ensayo. La ecuación que servía de diseño era:

$$\log W = \log p + \frac{G}{\beta} \quad (1.1)$$

W = número de aplicaciones de carga para llegar a la serviciabilidad final.

G = una función, el logaritmo, de la relación de pérdida de serviciabilidad en el tiempo t a la pérdida potencial a una serviciabilidad 1.5.

β = una función de diseño y variables de carga que tienen influencia en la forma de la curva p - W (p=serviciabilidad).

= una función de diseño y variables de carga que denotan el número esperado de aplicaciones de carga para llegar a una serviciabilidad 1.5.

$$\log p = 5.93 + 9.36 \log(SN + 1) - 4.79 \log(L_1 + L_2) + 4.33 \log L_2 \quad (1.2)$$

$$\beta = 0.40 + \frac{0.081(L_1 + L_2)^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} L_2^{3.23}} \quad (1.3)$$

siendo:

SN = número estructural

L₁ = carga en un eje simple o en eje tándem

L₂ = código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

Se hicieron versiones provisionarias de la guía AASHTO que fueron publicadas en 1972 y 1981, aunque en 1981 no hubo cambios en este rubro con respecto a 1972.

La ecuación de diseño de la guía AASHTO 72 era:

$$\log W_{18} = 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{G_t}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + \frac{1}{F_R} + 0.372 (S_i - 3.0) \quad (1.4)$$

$$G_t = \log \frac{4.2 - p_t}{4.2 - 1.5} \quad (1.5)$$

F_R = factor regional

S_i = Valor soporte de la subrasante (f(CBR))

En el año 1986 se presentaron muchas innovaciones. Aparece el concepto de "Nivel de Confianza" o confiabilidad, que permite al proyectista diseñar un pavimento con un nivel apropiado de riesgo. El factor de confiabilidad de diseño F_R permite tener en cuenta variaciones tanto en la predicción del tránsito como en el comportamiento del pavimento.

Se introduce el módulo resiliente que reemplaza al CBR como dato de entrada. Esto permite una mejor definición de las propiedades resistentes de los materiales. Puede aplicarse también a materiales estabilizados.

Las condiciones de drenaje están tomadas en cuenta con los coeficientes de drenaje m_i . Estos son función de la calidad del drenaje y del porcentaje de tiempo que la estructura estará sometida a niveles de humedad próximos a la saturación. Este coeficiente se aplica a las capas no estabilizadas.

También se prevé el efecto de hinchamiento por subrasantes expansivas y el efecto de hinchamiento por congelación.

La ecuación de diseño es ahora:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9.36 \text{ LOG}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07 \quad (1.6)$$

donde:

W_{18} = número de aplicaciones de cargas de 80 KN

Z_R = abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

S_0 = desvío estándar de las variables

ΔPSI = pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño

M_R = módulo resiliente de la subrasante

Con motivo de la implementación del programa DARWin 3.0 aparece una nueva modificación en el diseño de pavimentos flexibles al permitir dicho programa el cálculo en unidades inglesas o métricas. La modificación aparece en el número estructural, que deja de ser un adimensional para convertirse en un

parámetro con unidades de longitud, que representa un espesor ficticio del pavimento. En unidades inglesas viene expresado en pulgadas y conserva el valor numérico obtenido mediante la expresión 1.6. En el sistema métrico viene expresado en mm y su valor es igual a SN (en pulgadas) multiplicado por 25.4. Este mismo esquema ha sido utilizado por el Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón para implementar el software "DIPAV - IBCH", el mismo que utiliza unidades métricas o inglesas indistintamente.

b) Pavimentos rígidos

Los datos del Road Test de la AASHO proporcionaron también relaciones empíricas entre el espesor de la losa de hormigón, magnitud de las cargas, tipos de ejes, número de aplicaciones de carga y pérdida de serviciabilidad para las condiciones específicas (materiales y ambientales) de este ensayo.

La ecuación de diseño es:

$$\log W = \log \rho + \frac{G}{\beta} \quad (1.7)$$

donde:

$$\log \rho = 5.85 + 7.35 \log (D + 1) - 4.62 \log (L_1 + L_2) + 3.28 \log L_2 \quad (1.8)$$

$$\text{Siendo } \beta = 1.00 + \frac{3.63(L_1 + L_2)^{5.20}}{(D + 1)^{8.46} L_2^{3.52}} \quad (1.9)$$

D = espesor de la losa, pulg

L₁ = carga por eje simple o eje tándem, kips

L₂ = código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

La ecuación de diseño fue modificada en 1962 usando la ecuación de tensiones en esquina de Spangler para tener en cuenta las propiedades de los materiales como ser la resistencia a la flexión del hormigón F, el módulo elástico E y el valor soporte de la subrasante k.

En 1972 se introdujo el factor de transferencia de cargas en juntas J, y se llega a la ecuación de diseño de 1972:

$$\log W_{18} = 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{G_1}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32p_t) \left[\log \left(\frac{S'_c}{215.63j} \right) \frac{D^{0.75} - 1.132}{D^{0.75} - 18.42} \right] \frac{1}{Z^{0.25}} \quad (1.10)$$

Z = E/k

S'_c es el módulo de rotura (resistencia a la flexión con carga en los tercios centrales).

En 1981 se introdujo un factor de seguridad para bajar S'_c. En 1986 aparecen los conceptos de confiabilidad R, desviación estándar S_o, factor de confiabilidad de diseño FR como en el caso de pavimentos flexibles. Las condiciones de drenaje se tienen en cuenta con el coeficiente de drenaje C_d, que

tiene en cuenta la calidad del drenaje y el tiempo en que el pavimento está sometido a niveles de humedad próximos a la saturación. Se pueden tener en cuenta subrasantes expansivas o sometidas a congelamiento. Aparece también el factor de pérdida de soporte LS que tiene en cuenta la pérdida potencial de soporte debido a erosión de la subbase y/o al movimiento diferencial vertical del suelo. Este factor LS reduce el valor efectivo de k.

Finalmente la ecuación de diseño es:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 7.35 \log(D+1) - 0.06 + \log \frac{\left[\frac{\Delta \text{PSI}}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.625 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_t) \log \left[\frac{S'_c C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J (D^{0.75} - 18.42 (k/E_c)^{0.25})} \right] \quad (1.11)$$

donde:

W_{18} = número de aplicaciones de carga de 80 KN

Z_R = abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

S_o = desviación estándar de las variables

D = espesor de la losa (pulg)

ΔPSI = pérdida de serviciabilidad de diseño

S'_c = módulo de rotura del hormigón (psi)

J = coeficiente de transferencia de carga

C_d = coeficiente de drenaje

E_c = módulo de elasticidad del hormigón (psi)

k = módulo de reacción de subrasante (pci)

Con las nuevas modificaciones las variables vienen expresadas en:

D = espesor de la losa (mm)

S'_c = módulo de rotura del hormigón (kPa)

E_c = módulo de elasticidad del hormigón (kPa)

K = módulo de reacción de subrasante (kPa/mm)

CAPITULO 2

CONCEPTOS DE DESEMPEÑO DE PAVIMENTOS

2.1. DEFINICIÓN DE DESEMPEÑO DEL PAVIMENTO

La "performance" o desempeño de un pavimento puede definirse como la capacidad estructural o funcional medible a lo largo de su período de diseño. El público usuario le asigna valores subjetivos de acuerdo a su calidad de rodadura, seguridad, aspecto y conveniencia.

La capacidad funcional comprende:

- Calidad aceptable de rodadura.
- Adecuada fricción superficial.
- Geometría apropiada para la seguridad vial.
- Apariencia (Estética).

La capacidad estructural del pavimento implica soportar las cargas impuestas por el tránsito y las condiciones ambientales.

La capacidad estructural y funcional están íntimamente relacionadas. En efecto, un deterioro estructural de un pavimento se manifiesta por una disminución de su capacidad funcional ya que hay un incremento en rugosidad, ruido y un riesgo para los vehículos y ocupantes que lo transiten. No obstante hay otros tipos de fallas estructurales que pueden progresar sin que los usuarios lo noten hasta etapas muy avanzadas. También puede haber una pérdida de capacidad funcional sin que esto implique pérdida de capacidad estructural (ej. pérdida de resistencia a la fricción que se traduce en una vía resbaladiza).

2.2. INDICADORES DE COMPORTAMIENTO

Hay características del pavimento que pueden medirse cuantitativamente y correlacionarse con las consideraciones subjetivas de los usuarios. Estas características se llaman indicadores de comportamiento y son:

- Fallas visibles
- Capacidad estructural
- Fricción superficial
- Rugosidad/serviciabilidad

2.2.1. Fallas visibles

Las fallas tienen lugar en los pavimentos como resultado de interacciones complejas de diseño, construcción, materiales, tránsito, medio ambiente y procedimientos de mantenimiento. Las fallas visibles deben ser cuantificadas de acuerdo a estos parámetros:

- Tipo

- Severidad
- Cantidad

Más adelante se descubrirán algunos tipos de fallas. De acuerdo a la severidad de una falla, ésta puede ser de baja; media o alta severidad. La cantidad se mide de distintas formas de acuerdo al tipo de falla:

- Magnitud promedio en longitud en todo el tramo a estudiar (por ejemplo para desplazamientos verticales, ahuellamiento, etc).
- Cantidad total por longitud (para fisuras transversales).
- Cantidad total por área (para fisuras en bloque).
- Porcentaje de área afectado (para piel de cocodrilo).
- Número de veces (para hinchamientos y asentamientos).

2.2.1.1. Fallas en pavimentos rígidos

a) Levantamiento de Losas

El levantamiento de losas no es un fenómeno muy común y tiene lugar en las juntas o fisuras de un pavimento de hormigón cuando están sometidos a altas temperaturas, infiltración de material incompresible dentro de las juntas y fisuras, lo cual va reduciendo paulatinamente, a lo largo de varios años la capacidad de las losas de expandirse, también influye, aunque en menor medida la presencia de áridos reactivos que produzcan expansión en el hormigón. Debido a estas causas se desarrollan grandes presiones en el hormigón, las que se liberan mediante la rotura o levantamiento de los bordes de la losa hacia arriba en correspondencia con una junta o fisura. Las losas de gran longitud son más susceptibles a este fenómeno que las cortas.

En general este proceso tiene lugar cuando la temperatura del pavimento alcanza su valor más alto en zonas cálidas.

b) Fisuras de esquina

Una fisura de esquina es aquella que intersecta una junta transversal y el borde de calzada en un pavimento de hormigón simple. La distancia es menor de 1.8 m (6 pies) a ambos lados de la esquina de la losa. Esta fisura se extiende verticalmente en todo el espesor de la losa. No debe ser confundida con el descascaramiento de esquina, que es una fisura que forma un ángulo en el espesor de la losa y está dentro de los 0.3 m (1 pie) de la esquina.

La causa de las fisuras de esquina son: cargas repetidas pesadas, pérdida de soporte, transferencia de carga deficiente a lo largo de la junta, alabeo térmico y por humedad, etc.

c) Fisuración en "D"

La fisuración en "D" consiste en una serie de fisuras muy próximas en forma de media luna (similar a una letra "D", que aparecen en la superficie del pavimento en forma adyacente y aproximadamente paralela a las juntas transversales y longitudinales del pavimento y al borde libre. Estas fisuras pueden originarse por el congelamiento y descongelamiento de agregados saturados en el hormigón, cuando estos son excesivamente porosos, es entonces un problema más bien de los agregados que conforman el hormigón que del comportamiento mismo del pavimento. En general, las fisuras en "D" son más severas en la parte inferior del pavimento que en la superior, por lo que cuando éstas son visibles, el daño es notorio en la

parte interna del pavimento. Aparecen en primer lugar en correspondencia con juntas y fisuras y progresan luego hacia el centro de la losa.

d) Desplazamientos verticales diferenciales (escalonamiento)

Este fenómeno denominado en inglés "faulting" tiene lugar en correspondencia con fisuras y juntas. Las causas son una pérdida de soporte en una de las losas que desciende con respecto a la otra. La causa de esto es el bombeo de finos y el arrastre de finos que migran en la parte inferior de una losa con respecto a la otra. Este fenómeno es más probable cuando no existen mecanismos de transferencia de cargas o los mismos son poco eficientes y la capa base es erosionable.

e) Daños en el sellado de juntas

Ocurre este problema cuando penetran materiales incompresibles y/o agua dentro de las juntas. Las fallas en el sellado pueden deberse a una durabilidad baja, forma inadecuada del reservorio para el sellador, o las propiedades de este último. Las fallas más comunes dentro de esta clase son:

- Extrusión del sellador de la junta
- Sellador de baja calidad
- Endurecimiento del sellador (oxidación)
- Pérdida de adherencia entre el sellador y los bordes del reservorio
- Ausencia de sellador
- Fisuración del sellador (falla cohesiva)

f) Fisura longitudinal

Las fisuras longitudinales van, en general, paralelas a la línea central del pavimento. Las causas son: construcción inadecuada de juntas longitudinales, alabeo de la losa y movimientos de la subrasante por suelos expansivos o por hinchamiento debido a congelamiento.

g) Bombeo de Finos

El bombeo de finos de la base o subrasante se origina por movimiento vertical de la losa en juntas y fisuras bajo las cargas pesadas, cuando existe agua en la capa de apoyo, el impacto de la llanta provoca la eyección de materiales y agua a través de juntas y fisuras. El bombeo resulta grave cuando la cantidad de material eyectado deja partes importantes de la losa, especialmente en esquinas, sin soporte, esto produce incrementos de tensiones, deformaciones y finalmente rotura de la losa.

h) Punzonamiento (punchout)

Es la falla más importante en pavimentos de hormigón con armadura continua. El punzonamiento tiene lugar cuando una sección de una losa de hormigón situada entre dos fisuras de contracción muy próximas se rompe y desciende bajo la acción de cargas repetidas. Esto ocurre, en general, en el borde externo del carril más transitado por los camiones. A veces se encuentran evidencias de bombeo cerca de los sectores punzonados.

i) Reactividad álcali - árido

Los áridos denominados "reactivos", contienen silicatos y carbonatos que pueden reaccionar con los álcalis del cemento en presencia de humedad y causan compuestos expansivos en el hormigón. Esta expansión provocará tensiones de compresión en la losa y aparecerán en la superficie del pavimento fisuras muy finas, con una separación muy pequeña, las que pueden ser longitudinales o en forma de mapa. Luego, estas fisuras pueden conducir a un severo descascaramiento. Estos problemas afectan a toda el área de la losa, pero el descascaramiento comienza cerca de las juntas y fisuras y progresa hacia adentro. Esta es una falla de la dosificación del hormigón, motivo por el cual se debe verificar la potencial reactividad de los agregados. Una forma de mitigar esta reacción es el uso de cementos puzolánicos.

j) Fisuras en forma de mapa

Consisten en una red de fisuras poco profundas, finas, en forma errática que se extienden sólo en la parte superior de la losa. Se las encuentra en hormigones antiguos, en los cuales no se usaron aditivos incorporadores de aire en climas sujetos a congelamiento. Los ciclos hielo - deshielo en un hormigón que no cuenta con aditivo incorporador de aire, pueden con el tiempo originar un descascaramiento en la superficie de la losa.

k) Desportilladuras en juntas y fisuras

Es un proceso de daño gradual o rotura en los bordes de una junta o fisura. Las causas pueden ser la infiltración de materiales incompresibles dentro de las juntas o fisuras, falta de alineación y corrosión de pasadores o juntas mal diseñadas.

l) Fisuras transversales y diagonales

Las fisuras transversales son aquellas que recorren el pavimento en forma más o menos perpendicular a la línea central. Sus causas son la repetición de cargas, tensiones por alabeo y por contracción por secado.

Este fenómeno, que es una falla para pavimentos de hormigón simple, no lo es para pavimentos de hormigón armado continuo y/o con juntas. Estas fisuras están previstas en el diseño, la retracción del hormigón produce tensiones de tracción que son contrarrestadas por la fricción entre losa y subbase y por la armadura prevista, esta última mantiene unidas las fisuras y asegura una buena transferencia de cargas a través de la trabazón de agregados. Las fisuras transversales se convierten en una falla en estos casos cuando se rompe la armadura y se abren las fisuras con todos los problemas inherentes a este fenómeno (entrada de agua, corrosión de armaduras, pérdida de trabazón entre agregados, deterioro de fisuras).

2.2.1.2. Fallas en pavimentos flexibles

A continuación se describen las fallas más comunes en pavimentos flexibles.

a) Piel de cocodrilo

Es la típica falla por fatiga del material, como su nombre lo indica está formada por fisuras interconectadas y se considera una falla mayor. Este tipo de deterioro comienza en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico o de la base estabilizada (si existe), donde las tensiones y deformaciones

causadas por las cargas de tránsito alcanzan sus mayores valores. Las fisuras se propagan a la superficie en forma de fisuras longitudinales más o menos paralelas. Luego la rotura evoluciona, se unen las fisuras y forman trozos de tamaño más o menos uniforme con bordes agudos y quebrados en un aspecto que hace recordar a la piel de cocodrilo. Las piezas tienen menos de 30 cm en el lado más largo. Tienen lugar en las zonas más sometidas a repetición de cargas.

La piel de cocodrilo no ocurre en refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón, a menos que las losas se hayan desintegrado o que se haya perdido la adherencia entre ambos pavimentos, dado que en la parte inferior del refuerzo de concreto asfáltico no se producen esfuerzos de tracción.

b) Exudación

Es el desarrollo de una película de material bituminoso en la superficie del pavimento que crea una superficie brillante y muy lisa. La causa es la excesiva cantidad de asfalto de la mezcla o el bajo contenido de vacíos en la misma. Ocurre cuando el asfalto llena los vacíos de la mezcla durante la época de calor y se expande sobre la superficie del pavimento. En general, se lo puede considerar como un problema de diseño de mezcla. Dado que este proceso no se revierte con tiempo frío, se va acumulando cada vez más asfalto en la superficie.

c) Fisuras en bloque

Consisten en fisuras interconectadas que forman una serie de grandes polígonos con bordes agudos y quebrados. La causa es la rigidización y contracción del asfalto o una subrasante que se vuelve inestable. Si no se corrige, este tipo de falla deriva en piel de cocodrilo por la entrada de agua en la estructura y ablandamiento de la subrasante.

d) Fisuras longitudinales

Son fisuras que van más o menos paralelas al eje de la calzada. Sus causas son:

- Junta defectuosa de pavimento de un carril a otro.
- Contracción del concreto asfáltico debido a bajas temperaturas o a endurecimiento del asfalto.
- Reflexión de fisuras causadas por movimiento excesivo de juntas o fisuras debajo del concreto asfáltico, incluyendo fisuras en el pavimento de hormigón subyacente.

e) Desprendimientos y peladuras

El desprendimiento consiste en la pérdida de agregados de la superficie del pavimento y las peladuras en la pérdida de asfalto de la superficie, con los consiguientes efectos en la calidad de rodadura y la seguridad. La causa de ambas fallas es un endurecimiento del asfalto.

f) Ahuellamiento

Es una depresión longitudinal de la superficie en correspondencia con la zona transitada por las ruedas. En algunos casos puede ocurrir un levantamiento del asfalto a ambos lados de la huella. Los ahuellamientos poco severos se notan durante una lluvia donde estas hendiduras son ocupadas por el agua. En estados más avanzados de desarrollo estas fallas afectan la base, subbase y eventualmente la subrasante, debido a la consolidación o al movimiento lateral de los materiales por las cargas de tránsito.

Las causas del ahuellamiento pueden ser: movimiento plástico de la mezcla en tiempo cálido, compactación inadecuada durante la construcción o abrasión por las ruedas. Un ahuellamiento significativo puede provocar mayores fallas estructurales e hidroplaneo de los vehículos.

g) Fisuras transversales

Las fisuras transversales de pavimentos flexibles no provocadas por reflexión se deben a la contracción del concreto asfáltico por bajas temperaturas o al endurecimiento del asfalto. En general no están asociadas con cargas.

h) Fisuras reflejadas

Tienen lugar en pavimentos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón con juntas. La causa es el movimiento de la losa de hormigón debido a cambios de temperatura y humedad. Generalmente no están asociadas con cargas de tránsito, no obstante estas cargas pueden causar la rotura del concreto asfáltico cerca de la fisura inicial, resultando fisuras más anchas y por último, desintegración.

2.2.2. Capacidad estructural

El diseño estructural de un pavimento comienza con la previsión de los tipos y volúmenes de vehículos que pasarán sobre éste durante su vida útil. Se eligen los materiales que formarán el pavimento y finalmente se determinan los espesores de cada una de las capas que forman el paquete estructural que soportará las cargas previstas sin que se produzcan fallas. Se puede definir la capacidad estructural como la capacidad del pavimento para soportar las cargas de tránsito durante el período de vida útil.

La capacidad estructural puede ser conocida mediante ensayos no destructivos (NDT=non destructive tests). La ventaja de usar los NDT es que se pueden determinar deficiencias estructurales aún antes de que las mismas sean visibles.

2.2.3. Fricción superficial

La fricción superficial de un pavimento es la fuerza desarrollada en la interfase rueda - pavimento que resiste el deslizamiento cuando se aplican las fuerzas de frenado.

En los pavimentos secos hay, en general, buena fricción superficial, pero en los mojados el agua actúa como lubricante y reduce el contacto entre rueda y pavimento. Si la película de agua es gruesa y el vehículo circula a gran velocidad, las ruedas pierden contacto con el pavimento, creando el peligroso fenómeno de hidroplaneo.

Los tres factores que influyen en la fricción superficial son: microtextura, macrotextura y pendiente transversal de calzada. La microtextura se refiere a la rugosidad de las superficies de las partículas gruesas tomadas en forma individual de la superficie de rodamiento y del ligante de esta superficie. La microtextura contribuye a la fricción por adhesión con las ruedas del vehículo. La macrotextura se refiere a la textura global del pavimento, la cual está controlada por el tipo y tamaño del agregado grueso en pavimentos flexibles y por la terminación superficial en pavimentos rígidos. Una buena macrotextura ayuda a mejorar la fricción superficial proveyendo canales de escape para el agua superficial en la interfase rueda - pavimento. La pendiente transversal contribuye a la fricción superficial facilitando la

salida del agua hacia los bordes. Por lo menos se recomienda una pendiente transversal del 1%, siendo más común adoptar 2%.

2.2.4. Rugosidad/Serviciabilidad

Mientras que las fallas, la condición estructural y la fricción superficial son importantes indicadores ingenieriles de las condiciones de un pavimento, los usuarios juzgan el estado de un pavimento en términos de calidad para circular sobre ellos. La serviciabilidad se define como la capacidad del pavimento para brindar un uso confortable y seguro a los usuarios. En el procedimiento de diseño AASHTO, la serviciabilidad está calificada en términos de Clasificación de Serviciabilidad Presente (PSR=Present Serviceability Rating). Para determinarla, un grupo de individuos circula sobre el pavimento y lo califica de 0 a 5. En la siguiente tabla están indicados los niveles de serviciabilidad.

PSR	Condición
0-1	Muy pobre
1-2	Pobre
2-3	Regular
3-4	Buena
4-5	Muy buena

En el Road Test de la AASHTO se calificó cada pavimento con su PSR y este valor se correlacionó con condiciones medibles del pavimento: varianza del perfil (rugosidad), fisuras, parches y ahuellamiento (para pavimentos flexibles solamente). Mediante un análisis por regresión se dedujeron ecuaciones para determinar el Índice de Serviciabilidad Presente (PSI=Present Serviceability Index), el cual es una estimación del PSR basada en rugosidad y fallas.

Para pavimentos flexibles la expresión es:

$$PSI = 5.03 - 1.91 \log(1 + SV) - 1.38(RD)^2 - 0.01(C + P)^{0.5} \quad (2.1)$$

donde:

SV = varianza del perfil sobre la sección en estudio, medida con el perfilómetro CHLOE, x 10 (pulg/pie)²

RD = profundidad de ahuellamiento medio, pulg

C = piel de cocodrilo, clase 2 y clase 3 (pies²/1000pies²)

Clase 2 significa que todas las fisuras se han unido para formar la piel de cocodrilo. Clase 3 se indica cuando algunos trozos del cuarteado resultante han desaparecido

P = parches (pies²/ 1000pies)

Para pavimentos rígidos se tiene la ecuación:

$$PSI = 5.41 - 1.78 \log(1 + SV) - 0.09(C + P)^{0.5} \quad (2.2)$$

C = fisuras clase 3 y 4, en pies²/1000pies²

Clase 3 se da cuando se tiene una fisura abierta o descascarada en superficie hasta un ancho de 6.4 mm (0.25 pulg) o más en una distancia de una vez y media la longitud de la fisura. Clase 4 se refiere a cada fisura sellada.

P = parches (pies²/ 1000pies²)

La varianza del perfil, que representa la rugosidad, es una medida estadística del perfil del pavimento medido en las zonas transitadas por las ruedas:

$$SV = \frac{\sum y^2 - 1/n(\sum y)^2}{n-1} \quad (2.3)$$

donde:

y= diferencia en elevación entre dos puntos separados 1 pie (pulg/pie) o 1 metro (mm/m)

n= número de medidas

La rugosidad está definida como las irregularidades en la superficie del pavimento que afectan la calidad de la conducción, la seguridad e incrementan los costos de mantenimiento del vehículo. El SV es el parámetro que gobierna el valor de PSI para pavimentos rígidos y flexibles dado que es el factor que más tiene en cuenta el usuario para juzgar la calidad del pavimento.

La tendencia actual es no usar más la varianza del perfil como una medida de la rugosidad. Muchas reparticiones viales han convertido el valor de la varianza del perfil en un índice de rugosidad. Se ha buscado correlacionar las medidas de rugosidad hechas con distintos aparatos y así la International Road Roughness Experiment (IRRE) convino con el Banco Mundial en evaluar diferentes aparatos de medida de rugosidad para establecer correlaciones. Así aparece el International Roughness Index, IRI, denominado en español "Índice de Rugosidad Internacional", que es una medida estándar de la rugosidad a la cual pueden compararse otras medidas de regularidad superficial. Además se relacionó el IRI con el PSR a través de la ecuación:

$$PSR = 5 e^{-0.0041IRI} \quad (2.4)$$

donde:

IRI = Índice de Rugosidad Internacional, en pulg/milla

Más recientemente han aparecido aparatos de medida de rugosidad que no hacen contacto con la calzada. Estos están basados en el rayo láser, en sensores infrarrojos y en sensores ultrasónicos que miden las elevaciones del perfil electrónicamente y las comparan con un horizonte artificial.

CAPITULO 3

CARACTERIZACIÓN DEL TRÁNSITO

3.1. INTRODUCCIÓN

En el método AASHTO los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil. El tránsito está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes, y a los efectos de cálculo, se los transforma en un número equivalente de ejes tipo de 80 KN o 18 kips. Se los denominará de aquí en adelante ESAL, que es la sigla en inglés de "Carga de Eje Equivalente Simple" *"Equivalent Single Axle Load"*.

La transformación del número equivalente de ejes de distinta naturaleza y peso en ESALs es una tarea compleja. Es necesario fijar adecuadamente el concepto de que el tipo de eje y su peso es más importante que el peso del vehículo en lo que respecta al comportamiento del pavimento.

3.2. CONVERSIÓN DE TRÁNSITO EN ESALS

Las diferentes cargas actuantes sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones en el mismo. Además, diferentes espesores de pavimentos y diferentes materiales responden de diferente manera a una misma carga. Debido a esta diferente respuesta en el pavimento, las fallas serán distintas según la intensidad de la carga y las características del pavimento. Para tener en cuenta esta diferencia, el tránsito es reducido a un número equivalente de ejes de una determinada carga que producirán el mismo daño que toda la composición del tránsito. Esta carga tipo según AASHO es de 80 KN o 18 kips. La conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga, denominados LEF por sus siglas en inglés ("Load Equivalent Factor") o Factor Equivalente de Carga.

3.2.1. Factores equivalentes de carga

El concepto de convertir un tránsito mixto en un número de ESALs de 80 KN fue desarrollado en el Road Test de la AASHO, en este ensayo se cargaron pavimentos similares con diferentes configuraciones de ejes y cargas para analizar el daño producido.

Así el factor equivalente de carga o LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por una dada carga de un tipo de eje y la producida por el eje estándar de 80 KN en el mismo eje.

$$\text{LEF} = \frac{\text{No. de ESALs de 80 KN que producen una pérdida de serviciabilidad}}{\text{No. de ejes de x KN que producen la misma pérdida de serviciabilidad}} \quad (3.1)$$

Por ejemplo, para producir una pérdida de serviciabilidad de 4.2 a 2.5 son equivalentes:

100,000 ejes simples de 80 KN

14,347 ejes simples de 133 KN

$$LEF = \frac{100,000}{14,347} = 6.97$$

Dado que cada tipo de pavimento responde de manera diferente a una carga, los LEFs cambian de acuerdo al tipo de pavimento. Por ejemplo, si el punto de falla de un pavimento cambia, también lo hace el LEF. Es así que pavimentos rígidos y flexibles tienen diferentes LEFs y que también cambie según el SN (pavimentos flexibles) y según el espesor de losa (pavimentos rígidos), y que también cambien según el nivel de serviciabilidad adoptado.

A continuación se reproducen las tablas del Apéndice "D" de la Guía de Diseño AASHTO- 93, donde se indican LEFs para distintos tipos de ejes, distintos tipos de pavimentos y distintas serviciabilidades finales.

Tabla 3.1. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, $p_t = 2.0$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.002	.003	.002	0.002	.002	.002
6	26.7	.009	.012	.011	0.10	.009	.009
8	35.6	.030	.035	.036	.033	.031	.029
10	44.5	.075	.085	.090	.085	0.79	.076
12	53.4	.165	.177	.189	.183	.174	.168
14	62.3	.325	.338	.354	.350	.338	.331
16	71.2	.589	.598	.613	.612	.603	.596
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.59
22	97.9	2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
24	106.8	3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
26	115.7	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28	124.6	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30	133.5	10.4	10.0	9.2	8.6	8.7	9.2
32	142.4	14.0	13.5	12.4	11.5	11.5	12.1
34	151.3	18.5	17.9	16.3	15.0	14.9	15.6
36	160.0	24.2	23.3	21.2	19.3	19.0	19.9
38	169.1	31.1	29.9	27.1	24.6	24.0	25.1
40	178.0	39.6	38.0	34.3	30.9	30.0	31.2
42	186.9	49.7	47.7	43.0	38.6	37.2	38.5
44	195.8	61.8	59.3	53.4	47.6	45.7	47.1
46	204.7	76.1	73.0	65.6	58.3	55.7	57.0
48	213.6	92.9	89.1	80.0	70.9	67.3	68.6
50	222.5	113	108	97	86	81	82

Tabla 3.2. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, $p_t = 2.0$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	pulg 3.0 (76.2)	(mm) 4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0002	.0002	.0002
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.003	.003	.003	.003	.002
10	44.5	.007	.008	.008	.007	.006	.006
12	53.4	.013	.016	.016	.014	.013	.012
14	62.3	.024	.029	.029	.026	.024	.023
16	71.2	.041	.048	.050	.046	.042	.040
18	80.0	.066	.077	.081	.075	.069	.066
20	89.0	.103	.117	.124	.117	.109	.105
22	97.9	.156	.171	.183	.174	.164	.158
24	106.8	.227	.244	.260	.252	.239	.231
26	115.7	.322	.340	.360	.353	.338	.329
28	124.6	.447	.465	.487	.481	.466	.455
30	133.5	.607	.623	.646	.643	.627	.617
32	142.4	.810	.823	.843	.842	.829	.819
34	151.3	1.06	1.07	1.08	1.08	1.08	1.07
36	160.0	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	169.1	1.76	1.75	1.73	1.72	1.73	1.74
40	178.0	2.22	2.19	2.15	2.13	2.16	2.18
42	186.9	2.77	2.73	2.64	2.62	2.66	2.70
44	195.8	3.42	3.36	3.23	3.18	3.24	3.31
46	204.7	4.20	4.11	3.92	3.83	3.91	4.02
48	213.6	5.10	4.98	4.72	4.58	4.68	4.83
50	222.5	6.15	5.99	5.64	5.44	5.56	5.77
52	231.4	7.37	7.16	6.71	6.43	6.56	6.83
54	240.3	8.77	8.51	7.93	7.55	7.69	8.03
56	249.2	10.4	10.1	9.3	8.8	9.0	9.4
58	258.1	12.2	11.8	10.9	10.3	10.4	10.9
60	267.0	14.3	13.8	12.7	11.9	12.0	12.6
62	275.9	16.6	16.0	14.7	13.7	13.8	14.5
64	284.7	19.3	18.6	17.0	15.8	15.8	16.6
66	293.6	22.2	21.4	19.6	18.0	18.0	18.9
68	302.5	25.5	24.6	22.4	20.6	20.5	21.5
70	311.4	29.2	28.1	25.6	23.4	23.2	24.3
72	320.3	33.3	32.0	29.1	26.5	26.2	27.4
74	329.2	37.8	36.4	33.0	30.0	29.4	30.8
76	338.1	42.8	41.2	37.3	33.8	33.1	34.5
78	347.0	48.4	46.5	42.0	38.0	37.0	38.6
80	355.9	54.4	52.3	47.2	42.5	41.3	43.0
82	364.8	61.1	58.7	52.9	47.6	46.0	47.8
84	373.7	68.4	65.7	59.2	53.0	51.2	53.0
86	382.6	76.3	73.3	66.0	59.0	56.8	58.6
88	391.5	85.0	81.6	73.4	65.5	62.8	64.7
90	400.4	94.4	90.6	81.5	72.6	69.4	71.3

Tabla 3.3. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes trídrem, $pt = 2.0$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
6	26.7	.0004	.0004	.0003	.0003	.0003	.0003
8	35.6	.0009	.0010	.0009	.0008	.0007	.0007
10	44.5	.002	.002	.002	.002	.002	.001
12	53.4	.004	.004	.004	.003	.003	.003
14	62.3	.006	.007	.007	.006	.006	.005
16	71.2	.010	.012	.012	.010	.009	.009
18	80.0	.016	.019	.019	.017	.015	.015
20	89.0	.024	.029	.029	.026	.024	.023
22	97.9	.034	.042	.042	.038	.035	.034
24	106.8	.049	.058	.060	.055	.051	.048
26	115.7	.068	.080	.083	.077	.071	.068
28	124.6	.093	.107	.113	.105	.098	.094
30	133.5	.125	.140	.149	.140	.131	.126
32	142.4	.164	.182	.194	.184	.173	.167
34	151.3	.213	.233	.248	.238	.225	.217
36	160.0	.273	.294	.313	.303	.288	.279
38	169.1	.346	.368	.390	.381	.364	.353
40	178.0	.434	.456	.481	.473	.454	.443
42	186.9	.538	.560	.587	.580	.561	.548
44	195.8	.662	.682	.710	.705	.686	.673
46	204.7	.807	.825	.852	.849	.831	.818
48	213.6	.976	.992	1.015	1.014	.999	.987
50	222.5	1.17	1.18	1.20	1.20	1.19	1.18
52	231.4	1.40	1.40	1.42	1.42	1.41	1.40
54	240.3	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	249.2	1.95	1.95	1.93	1.93	1.94	1.94
58	258.1	2.29	2.27	2.24	2.23	2.25	2.27
60	267.0	2.67	2.64	2.59	2.57	2.60	2.63
62	275.9	3.10	3.06	2.98	2.95	2.99	3.04
64	284.7	3.59	3.53	3.41	3.37	3.42	3.49
66	293.6	4.13	4.05	3.89	3.83	3.9	3.99
68	302.5	4.73	4.63	4.43	4.34	4.42	4.54
70	311.4	5.40	5.28	5.03	4.90	5.00	5.15
72	320.3	6.15	6.00	5.68	5.52	5.63	5.82
74	329.2	6.97	6.79	6.41	6.20	6.33	6.56
76	338.1	7.88	7.67	7.21	6.94	7.08	7.36
78	347.0	8.88	8.63	8.09	7.75	7.90	8.23
80	355.9	9.98	9.69	9.05	8.63	8.79	9.18
82	364.8	11.2	10.8	10.1	9.60	9.80	10.2
84	373.7	12.5	12.1	11.2	10.6	10.8	11.3
86	382.6	13.9	13.5	12.5	11.8	11.9	12.5
88	391.5	15.5	15.5	13.8	13.0	13.2	13.8
90	400.4	17.2	16.6	15.3	14.3	14.5	15.2

Tabla 3.4. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, $p_t = 2.5$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0(152.4)
2	8.9	.0004	.0004	.0004	.0004	.0004	.0004
4	17.8	.003	.004	.004	.003	.002	.002
6	26.7	.011	.017	.017	.013	.01	.009
8	35.6	.032	.047	.051	.041	.034	.031
10	44.5	.078	.102	.118	.102	.088	.080
12	53.4	.168	.198	.229	.213	.189	.176
14	62.3	.328	.358	.399	.388	.360	.342
16	71.2	.591	.613	.646	.645	.623	.606
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.61	1.57	1.49	1.47	1.51	1.55
22	97.9	2.48	2.38	2.17	2.09	2.18	2.30
24	106.8	3.69	3.49	3.09	2.89	3.03	3.27
26	115.7	5.33	4.99	4.31	3.91	4.09	4.48
28	124.6	7.49	6.98	5.90	5.21	5.39	5.98
30	133.5	10.3	9.5	7.9	6.8	7.0	7.8
32	142.4	13.9	12.8	10.5	8.8	8.9	10.0
34	151.3	18.4	16.9	13.7	11.3	11.2	12.5
36	160.0	24.0	22.0	17.7	14.4	13.9	15.5
38	169.1	30.9	28.3	22.6	18.1	17.2	19
40	178.0	39.3	35.9	28.5	22.5	21.1	23.0
42	186.9	49.3	45.0	35.6	27.8	25.6	27.7
44	195.8	61.3	55.9	44.0	34.0	31.0	33.1
46	204.7	75.5	68.8	54.0	41.4	37.2	39.3
48	213.6	92.2	83.9	65.7	50.1	44.5	46.5
50	222.5	112	102	79	60	53	55

Tabla 3.5. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, $p_t = 2.5$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	pulg 3.0 (76.2)	(mm) 4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0(152.4)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0005	.0005	.0004	.0003	.0003	.0002
6	26.7	.002	.002	.002	.001	.001	.001
8	35.6	.004	.006	.005	.004	.003	.003
10	44.5	.008	.013	.011	.009	.007	.006
12	53.4	.015	.024	.023	.018	.014	.013
14	62.3	.026	.041	.042	.033	.027	.024
16	71.2	.044	.065	.07	.057	.047	.043
18	80.0	.070	.097	.109	.092	.077	.070
20	89.0	.107	.141	.162	.141	.121	.110
22	97.9	.160	.198	.229	.207	.180	.166
24	106.8	.231	.273	.315	.292	.260	.242
26	115.7	.327	.370	.420	.401	.364	.342
28	124.6	.451	.493	.548	.534	.495	.470
30	133.5	.611	.648	.703	.695	.658	.633
32	142.4	.813	.843	.889	.887	.857	.834
34	151.3	1.06	1.08	1.11	1.11	1.09	1.08
36	160.0	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	169.1	1.75	1.73	1.69	1.68	1.70	1.73
40	178.0	2.21	2.16	2.06	2.03	2.08	2.14
42	186.9	2.76	2.67	2.49	2.43	2.51	2.61
44	195.8	3.41	3.27	2.99	2.88	3.00	3.16
46	204.7	4.18	3.98	3.58	3.40	3.55	3.79
48	213.6	5.08	4.80	4.25	3.98	4.17	4.49
50	222.5	6.12	5.76	5.03	4.64	4.86	5.28
52	231.4	7.33	6.87	5.93	5.38	5.63	6.17
54	240.3	8.72	8.14	6.95	6.22	6.47	7.15
56	249.2	10.3	9.6	8.1	7.2	7.4	8.2
58	258.1	12.1	11.3	9.4	8.2	8.4	9.4
60	267.0	14.2	13.1	10.9	9.4	9.6	10.7
62	275.9	16.5	15.3	12.6	10.7	10.8	12.1
64	284.7	19.1	17.6	14.5	12.2	12.2	13.7
66	293.6	22.1	20.3	16.6	13.8	13.7	15.4
68	302.5	25.3	23.3	18.9	15.6	15.4	17.2
70	311.4	29.0	26.6	21.5	17.6	17.2	19.2
72	320.3	33.0	30.3	24.4	19.8	19.2	21.3
74	329.2	37.5	34.4	27.6	22.2	21.6	23.6
76	338.1	42.5	38.9	31.1	24.8	23.7	26.1
78	347.0	48.0	43.9	35.0	27.8	26.2	28.8
80	355.9	54.0	49.4	39.2	30.9	29.0	31.7
82	364.8	60.6	55.4	43.9	34.4	32.0	34.8
84	373.7	67.8	61.9	49.0	38.2	35.3	38.1
86	382.6	75.7	69.1	54.5	42.3	38.8	41.7
88	391.5	84.3	76.9	60.6	46.8	42.6	45.6
90	400.4	93.7	85.4	67.1	51.7	46.8	49.7

Tabla 3.6. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem, $pt = 2.5$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	pulg 3.0 (76.2)	(mm) 4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0002	.0002	.0002	.0001	.0001	.0001
6	26.7	.0006	.0007	.0005	.0004	.0003	.0003
8	35.6	.001	.002	.001	.001	.001	.001
10	44.5	.003	.004	.003	.002	.002	.002
12	53.4	.005	.007	.006	.004	.003	.003
14	62.3	.008	.012	.01	.008	.006	.006
16	71.2	.012	.019	.018	.013	.011	.010
18	80.0	.018	.029	.028	.021	.017	.016
20	89.0	.027	.042	.042	.032	.027	.024
22	97.9	.038	.058	.060	.048	.040	.036
24	106.8	.053	.078	.084	.068	.057	.051
26	115.7	.072	.103	.114	.095	.080	.072
28	124.6	.098	.133	.151	.128	.109	.099
30	133.5	.129	.169	.195	.170	.145	.133
32	142.4	.169	.223	.247	.220	.191	.175
34	151.3	.219	.266	.308	.281	.246	.228
36	160.0	.279	.329	.379	.352	.313	.292
38	169.1	.352	.403	.461	.436	.393	.368
40	178.0	.439	.491	.554	.533	.487	.459
42	186.9	.543	.594	.661	.644	.597	.567
44	195.8	.666	.714	.781	.769	.723	.692
46	204.7	.811	.854	.918	.911	.868	.838
48	213.6	.979	1.015	1.072	1.069	1.033	1.005
50	222.5	1.17	1.20	1.24	1.25	1.22	1.20
52	231.4	1.40	1.41	1.44	1.44	1.43	1.41
54	240.3	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	249.2	1.95	1.93	1.90	1.90	1.91	1.93
58	258.1	2.29	2.25	2.17	2.16	2.20	2.24
60	267.0	2.67	2.60	2.48	2.44	2.51	2.58
62	275.9	3.09	3.00	2.82	2.76	2.85	2.95
64	284.7	3.57	3.44	3.19	3.10	3.22	3.36
66	293.6	4.11	3.94	3.61	3.47	3.62	3.81
68	302.5	4.71	4.49	4.06	3.88	4.05	4.30
70	311.4	5.38	5.11	4.57	4.32	4.52	4.84
72	320.3	6.12	5.79	5.13	4.8	5.03	5.41
74	329.2	6.93	6.54	5.74	5.32	5.57	6.04
76	338.1	7.84	7.37	6.41	5.88	6.15	6.71
78	347.0	8.83	8.28	7.14	6.49	6.78	7.43
80	355.9	9.92	9.28	7.95	7.15	7.45	8.21
82	364.8	11.1	10.4	8.8	7.9	8.2	9.0
84	373.7	12.4	11.6	9.8	8.6	8.9	9.9
86	382.6	13.8	12.9	10.8	9.5	9.8	10.9
88	391.5	15.4	14.3	11.9	10.4	10.6	11.9
90	400.4	17.1	15.8	13.2	11.3	11.6	12.9

Tabla 3.7. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, $p_c = 3.0$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0008	.0009	.0006	.0003	.0002	.0002
4	17.8	.004	.008	.006	.004	.002	.002
6	26.7	.014	.030	.028	.018	.012	.010
8	35.6	.035	.070	.080	.055	.040	.034
10	44.5	.082	.132	.168	.132	.101	.086
12	53.4	.173	.231	.296	.260	.212	.187
14	62.3	.332	.388	.468	.447	.391	.358
16	71.2	.594	.633	.695	.693	.651	.622
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.60	1.53	1.41	1.38	1.44	1.51
22	97.9	2.47	2.29	1.96	1.83	1.97	2.16
24	106.8	3.67	3.33	2.69	2.39	2.6	2.96
26	115.7	5.29	4.72	3.65	3.08	3.33	3.91
28	124.6	7.43	6.56	4.88	3.93	4.17	5.00
30	133.5	10.2	8.9	6.5	5.0	5.1	6.3
32	142.4	13.8	12.0	8.4	6.2	6.3	7.7
34	151.3	18.2	15.7	10.9	7.8	7.6	9.3
36	160.0	23.8	20.4	14.0	9.7	9.1	11.0
38	169.1	30.6	26.2	17.7	11.9	11.0	13.0
40	178.0	38.8	33.2	22.2	14.6	13.1	15.3
42	186.9	48.8	41.6	27.6	17.8	15.5	17.8
44	195.8	60.6	51.6	34.0	21.6	18.4	20.6
46	204.7	74.7	63.4	41.5	26.1	21.6	23.8
48	213.6	91.2	77.3	50.3	31.3	25.4	27.4
50	222.5	110	94	61	37	30	32

Tabla 3.8. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, $p_t = 3.0$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0002	.0002	.0001	.0001	.0000	.0000
4	17.8	.001	.001	.001	.000	.000	.000
6	26.7	.003	.004	.003	.002	.001	.001
8	35.6	.006	.011	.009	.005	.003	.003
10	44.5	.011	.024	.020	.012	.008	.007
12	53.4	.019	.042	.039	.024	.017	.014
14	62.3	.031	.066	.068	.045	.032	.026
16	71.2	.049	.096	.109	.076	.055	.046
18	80.0	.075	.134	.164	.121	.090	.076
20	89.0	.113	.181	.232	.182	.139	.119
22	97.9	.166	.241	.313	.260	.205	.178
24	106.8	.238	.317	.407	.358	.292	.257
26	115.7	.333	.413	.517	.476	.402	.360
28	124.6	.457	.534	.643	.614	.538	.492
30	133.5	.616	.684	.788	.773	.702	.656
32	142.4	.817	.870	.956	.953	.896	.855
34	151.3	1.07	1.10	1.15	1.15	1.12	1.09
36	160.0	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	169.1	1.75	1.71	1.64	1.62	1.66	1.70
40	178.0	2.21	2.11	1.94	1.89	1.98	2.08
42	186.9	2.75	2.59	2.29	2.19	2.33	2.50
44	195.8	3.39	3.15	2.70	2.52	2.71	2.97
46	204.7	4.15	3.81	3.16	2.89	3.13	3.50
48	213.6	5.04	4.58	3.70	3.29	3.57	4.07
50	222.5	6.08	5.47	4.31	3.74	4.05	4.70
52	231.4	7.27	6.49	5.01	4.24	4.57	5.37
54	240.3	8.65	7.67	5.81	4.79	5.13	6.10
56	249.2	10.2	9.0	6.7	5.4	5.7	6.9
58	258.1	12.0	10.6	7.7	6.1	6.4	7.7
60	267.0	14.1	12.3	8.9	6.8	7.1	8.6
62	275.9	16.3	14.3	10.2	7.7	7.8	9.5
64	284.7	18.9	16.4	11.6	8.6	8.6	10.5
66	293.6	21.8	18.9	13.2	9.6	9.5	11.6
68	302.5	25.1	21.7	15.0	10.7	10.5	12.7
70	311.4	28.7	24.7	17.0	12.0	11.5	13.9
72	320.3	32.7	28.1	19.2	13.3	12.6	15.2
74	329.2	37.2	31.9	21.6	14.8	13.8	16.5
76	338.1	42.1	36.0	24.3	16.4	15.1	17.9
78	347.0	47.5	40.6	27.3	18.2	16.5	19.4
80	355.9	53.4	45.7	30.5	20.1	18.0	21.0
82	364.8	60.0	51.2	34.0	22.2	19.6	22.7
84	373.7	67.1	57.2	37.9	24.6	21.3	24.5
86	382.6	74.9	63.8	42.1	27.1	23.2	26.4
88	391.5	83.4	71.0	46.7	29.8	25.2	28.4
90	400.4	92.7	79.8	51.7	32.7	27.4	30.5

Tabla 3.9. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem, $p_t = 3.0$

Carga por eje		SN		pulg (mm)			
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0005	.0004	.0003	.0002	.0001	.0001
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.004	.002	.001	.001	.001
10	44.5	.005	.008	.005	.003	.002	.002
12	53.4	.007	.014	.010	.006	.004	.003
14	62.3	.011	.023	.018	.011	.007	.006
16	71.2	.016	.035	.030	.018	.013	.010
18	80.0	.022	.050	.047	.029	.020	.017
20	89.0	.031	.069	.069	.044	.031	.026
22	97.9	.043	.090	.097	.065	.046	.039
24	106.8	.059	.116	.132	.092	.066	.056
26	115.7	.079	.145	.174	.126	.092	.078
28	124.6	.104	.179	.223	.168	.126	.107
30	133.5	.136	.218	.279	.219	.167	.143
32	142.4	.176	.265	.342	.279	.218	.188
34	151.3	.226	.319	.413	.350	.279	.243
36	160.0	.286	.382	.491	.432	.352	.310
38	169.1	.359	.456	.577	.524	.437	.389
40	178.0	.447	.543	.671	.626	.536	.483
42	186.9	.550	.643	.775	.740	.649	.593
44	195.8	.673	.760	.889	.865	.777	.720
46	204.7	.817	.894	1.014	1.001	.920	.865
48	213.6	.984	1.048	1.152	1.148	1.08	1.03
50	222.5	1.18	1.23	1.30	1.31	1.26	1.22
52	231.4	1.40	1.43	1.47	1.48	1.45	1.43
54	240.3	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	249.2	1.95	1.92	1.86	1.85	1.88	1.91
58	258.1	2.28	2.21	2.09	2.06	2.13	2.2
60	267.0	2.66	2.54	2.34	2.28	2.39	2.5
62	275.9	3.08	2.92	2.61	2.52	2.66	2.84
64	284.7	3.56	3.33	2.92	2.77	2.96	3.19
66	293.6	4.09	3.79	3.25	3.04	3.27	3.58
68	302.5	4.68	4.31	3.62	3.33	3.6	4.00
70	311.4	5.34	4.88	4.02	3.64	3.94	4.44
72	320.3	6.08	5.51	4.46	3.97	4.31	4.91
74	329.2	6.89	6.21	4.94	4.32	4.69	5.40
76	338.1	7.78	6.98	5.47	4.7	5.09	5.93
78	347.0	8.76	7.83	6.04	5.11	5.51	6.48
80	355.9	9.84	8.75	6.67	5.54	5.96	7.06
82	364.8	11.0	9.8	7.4	6	6.4	7.7
84	373.7	12.3	10.9	8.1	6.5	6.9	8.3
86	382.6	13.7	12.1	8.9	7.0	7.4	9.0
89	391.5	15.3	13.4	9.8	7.6	8.0	9.6
90	400.4	16.9	14.8	10.7	8.2	8.5	10.4

Tabla 3.10. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples, $p_t = 2.0$

Carga por eje		D								
(kips)	(KN)	6.0	7.0	8.0	9.0	1.0	11.0	12.0	13.0	14.0
		(152.4)	(177.8)	(203.2)	(228.6)	(254.0)	(279.4)	(304.8)	(330.2)	(355.6)
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.035	.033	.032	.032	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.087	.084	.082	.081	.080	.080	.080	.080	.080
12	53.4	.186	.180	.176	.175	.174	.174	.173	.173	.173
14	62.3	.353	.346	.341	.338	.337	.336	.336	.336	.336
16	71.2	.614	.609	.604	.601	.599	.599	.598	.598	.598
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.55	1.56	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59	1.59
22	97.9	2.32	2.32	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41	2.42
24	106.8	3.37	3.34	3.40	3.47	3.51	3.53	3.54	3.55	3.55
26	115.7	4.76	4.69	4.77	4.88	4.97	5.02	5.04	5.06	5.06
28	124.6	6.58	6.44	6.52	6.70	6.85	6.94	7.00	7.02	7.04
30	133.5	8.92	8.68	8.74	8.98	9.23	9.39	9.48	9.54	9.56
32	142.4	11.9	11.5	11.5	11.8	12.2	12.4	12.6	12.7	12.7
34	151.3	15.5	15.0	14.9	15.3	15.8	16.2	16.4	16.6	16.7
36	160.0	20.1	19.3	19.2	19.5	20.1	20.7	21.1	21.4	21.5
38	169.1	25.6	24.5	24.3	24.6	25.4	26.1	26.7	27.1	27.4
40	178.0	32.2	30.8	30.4	30.7	31.6	32.6	33.4	34.0	34.4
42	186.9	40.1	38.4	37.7	38.0	38.9	40.1	41.3	42.1	42.7
44	195.8	49.4	47.3	46.4	46.6	47.6	49.0	50.4	51.6	52.4
46	204.7	60.4	57.7	56.6	56.7	57.7	59.3	61.1	62.6	63.7
48	213.6	73.2	69.9	68.4	68.4	69.4	71.2	73.3	75.3	76.8
50	222.5	88.0	84.1	82.2	82.0	83.0	84.9	87.4	89.8	91.7

Tabla 3.11. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tandem, $p_t = 2.0$

Carga por eje		D								
(kips)	(KN)	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0
		(152.4)	(177.8)	(203.2)	(228.6)	(254.0)	279.4)	(304.8)	(330.2)	(355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005
6	26.7	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
8	35.6	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
10	44.5	.014	.013	.013	.012	.012	.012	.012	.012	.012
12	53.4	.028	.026	.026	.025	.025	.025	.025	.025	.025
14	62.3	.051	.049	.048	.047	.047	.047	.047	.047	.047
16	71.2	.087	.084	.082	.081	.081	.080	.080	.080	.080
18	80.0	.141	.136	.133	.132	.131	.131	.131	.131	.131
20	89.0	.216	.210	.206	.204	.203	.203	.203	.203	.203
22	97.9	.319	.313	.307	.305	.304	.303	.303	.303	.303
24	106.8	.454	.449	.444	.441	.440	.439	.439	.439	.439
26	115.7	.629	.626	.622	.620	.618	.618	.618	.618	.618
28	124.6	.852	.851	.850	.850	.850	.849	.849	.849	.849
30	133.5	1.13	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.48	1.48	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.90	1.90	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97	1.97
36	160.0	2.42	2.41	2.45	2.49	2.51	2.52	2.53	2.53	2.53
38	169.1	3.04	3.02	3.07	3.13	3.17	3.19	3.20	3.20	3.21
40	178.0	3.79	3.74	3.80	3.89	3.95	3.98	4.00	4.01	4.01
42	186.9	4.67	4.59	4.66	4.78	4.87	4.93	4.95	4.97	4.97
44	195.8	5.72	5.59	5.67	5.82	5.95	6.03	6.07	6.09	6.10
46	204.7	6.94	6.76	6.83	7.02	7.20	7.31	7.37	7.41	7.43
48	213.6	8.36	8.12	8.17	8.40	8.63	8.79	8.88	8.93	8.96
50	222.5	10.00	9.69	9.72	9.98	10.27	10.49	10.62	10.69	10.73
52	231.4	11.9	11.5	11.5	11.8	12.1	12.4	12.6	12.7	12.8
54	240.3	14.0	13.5	13.5	13.8	14.2	14.6	14.9	15.0	15.1
56	249.2	16.5	15.9	15.8	16.1	16.6	17.1	17.4	17.6	17.7
58	258.1	19.3	18.5	18.4	18.7	19.3	19.8	20.3	20.5	20.7
60	267.0	22.4	21.5	21.3	21.6	22.3	22.9	23.5	23.8	24.0
62	275.9	25.9	24.9	24.6	24.9	25.6	26.4	27.0	27.5	27.7
64	284.7	29.9	28.6	28.2	28.5	29.3	30.2	31.0	31.6	31.9
66	293.6	34.3	32.8	32.3	32.6	33.4	34.4	35.4	36.1	36.5
68	302.5	39.2	37.5	36.8	37.1	37.9	39.1	40.2	41.1	41.6
70	311.4	44.6	42.7	41.9	42.1	42.9	44.2	45.5	46.6	47.3
72	320.3	50.6	48.4	47.5	47.6	48.5	49.9	51.4	52.6	53.5
74	329.2	57.3	54.7	53.6	53.6	54.6	56.1	57.7	59.2	60.3
76	338.1	64.6	61.7	60.4	60.3	61.2	62.8	64.7	66.4	67.7
78	347.0	72.5	69.3	67.8	67.7	68.6	70.2	72.3	74.3	75.8
80	355.9	81.3	77.6	75.9	75.7	76.6	78.3	80.6	82.8	84.7
82	364.8	90.9	86.7	84.7	84.4	85.3	87.1	89.6	92.1	94.2
84	373.7	101.	97.	94.	94.	95.	97.	99.	102.	105.
86	382.6	113.	107.	105.	104.	105.	107.	110.	113.	116.
88	391.5	125.	119.	116.	116.	116.	118.	121.	125.	128.
90	400.4	138.	132.	129.	128.	129.	131.	134.	137.	141.

Tabla 3.12. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes trídrem, $p_t = 2.0$

Carga por eje		D								
(kips)	(KN)	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0
		(152.4)	(177.8)	(203.2)	(228.6)	(254.0)	279.4)	(304.8)	(330.2)	(355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.0010	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009
8	35.6	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.010	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.030	.029	.028	.027	.027	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.047	.045	.044	.044	.043	.043	.043	.043	.043
20	89.0	.072	.069	.067	.066	.066	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.105	.101	.099	.098	.097	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.149	.144	.141	.139	.139	.138	.138	.138	.138
26	115.7	.205	.199	.195	.194	.193	.192	.192	.192	.192
28	124.6	.276	.270	.265	.263	.262	.262	.262	.262	.261
30	133.5	.364	.359	.354	.351	.350	.349	.349	.349	.349
32	142.4	.472	.468	.463	.460	.459	.458	.458	.458	.458
34	151.3	.603	.600	.596	.594	.593	.592	.592	.592	.592
36	160.0	.759	.758	.757	.756	.755	.755	.755	.755	.755
38	169.1	.946	.947	.949	.950	.951	.951	.951	.951	.951
40	178.0	1.17	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.19
42	186.9	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.73	1.73	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79	1.79
46	204.7	2.08	2.07	2.10	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16	2.17
48	213.6	2.48	2.47	2.51	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60	2.61
50	222.5	2.95	2.92	2.97	3.03	3.07	3.09	3.1	3.11	3.11
52	231.4	3.48	3.44	3.50	3.58	3.63	3.66	3.68	3.69	3.69
54	240.3	4.09	4.03	4.09	4.20	4.27	4.31	4.33	4.35	4.35
56	249.2	4.78	4.69	4.76	4.89	4.99	5.05	5.08	5.09	5.10
58	258.1	5.57	5.44	5.51	5.66	5.79	5.87	5.91	5.94	5.95
60	267.0	6.45	6.29	6.35	6.53	6.69	6.79	6.85	6.88	6.90
62	275.9	7.43	7.23	7.28	7.49	7.69	7.82	7.90	7.94	7.97
64	284.7	8.54	8.28	8.32	8.55	8.80	8.97	9.07	9.13	9.16
66	293.6	9.76	9.46	9.48	9.73	10.02	10.24	10.37	10.44	10.48
68	302.5	11.1	10.8	10.8	11.0	11.4	11.6	11.8	11.9	12.0
70	311.4	12.6	12.2	12.2	12.5	12.8	13.2	13.4	13.5	13.6
72	320.3	14.3	13.8	13.7	14.0	14.5	14.9	15.1	15.3	15.5
74	329.2	16.1	15.5	15.4	15.7	16.2	16.7	17.0	17.2	17.3
76	338.1	18.2	17.5	17.3	17.6	18.2	18.7	19.1	19.3	19.5
78	347.0	20.4	19.6	19.4	19.7	20.3	20.9	21.4	21.7	21.8
80	355.9	22.8	21.9	21.6	21.9	22.6	23.3	23.8	24.2	24.4
82	364.8	25.4	24.4	24.1	24.4	25.0	25.8	26.5	26.9	27.2
84	373.7	28.3	27.1	26.7	27.0	27.7	28.6	29.4	29.9	30.2
86	382.6	31.4	30.1	29.6	29.9	30.7	31.6	32.5	33.1	33.5
88	391.5	34.8	33.3	32.8	33.0	33.8	34.8	35.8	36.6	37.1
90	400.4	38.5	36.8	36.2	36.4	37.2	38.3	39.4	40.3	40.9

Tabla 3.13. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples, $p_t = 2.5$

Carga (kips)	p/eje (KN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.012	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.039	.035	.033	.032	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.097	.089	.084	.082	.081	.080	.080	.080	.080
12	53.4	.203	.189	.181	.176	.175	.174	.174	.173	.173
14	62.3	.376	.360	.347	.341	.338	.337	.336	.336	.336
16	71.2	.634	.623	.610	.604	.601	.599	.599	.599	.598
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.51	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59
22	97.9	2.21	2.20	2.28	2.34	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41
24	106.8	3.16	3.10	3.22	3.36	3.45	3.50	3.53	3.54	3.55
26	115.7	4.41	4.26	4.42	4.67	4.85	4.95	5.01	5.04	5.05
28	124.6	6.05	5.76	5.92	6.29	6.61	6.81	6.92	6.98	7.01
30	133.5	8.16	7.67	7.79	8.28	8.79	9.14	9.35	9.46	9.52
32	142.4	10.8	10.1	10.1	10.7	11.4	12.0	12.3	12.6	12.7
34	151.3	14.1	13.0	12.9	13.6	14.6	15.4	16.0	16.4	16.5
36	160.0	18.2	16.7	16.4	17.1	18.3	19.5	20.4	21.0	21.3
38	169.1	23.1	21.1	20.6	21.3	22.7	24.3	25.6	26.4	27.0
40	178.0	29.1	26.5	25.7	26.3	27.9	29.9	31.6	32.9	33.7
42	186.9	36.2	32.9	31.7	32.2	34.0	36.3	38.7	40.4	41.6
44	195.8	44.6	40.4	38.8	39.2	41.0	43.8	46.7	49.1	50.8
46	204.7	54.5	49.3	47.1	47.3	49.2	52.3	55.9	59.0	61.4
48	213.6	66.1	59.7	56.9	56.8	58.7	62.1	66.3	70.3	73.4
50	222.5	79.4	71.7	68.2	67.8	69.6	73.3	78.1	83.0	87.1

Tabla 3.14. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tándem, $p_t = 2.5$

Carga (kips)	p/eje (KN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0006	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005
6	26.7	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
8	35.6	.007	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005
10	44.5	.015	.014	.013	.013	.012	.012	.012	.012	.012
12	53.4	.031	.028	.026	.026	.025	.025	.025	.025	.025
14	62.3	.057	.052	.049	.048	.047	.047	.047	.047	.047
16	71.2	.097	.089	.084	.082	.081	.081	.080	.080	.080
18	80.0	.155	.143	.136	.133	.132	.131	.131	.131	.131
20	89.0	.234	.220	.211	.206	.204	.203	.203	.203	.203
22	97.9	.340	.325	.313	.308	.305	.304	.303	.303	.303
24	106.8	.475	.462	.450	.444	.441	.440	.439	.439	.439
26	115.7	.644	.637	.627	.622	.620	.619	.618	.618	.618
28	124.6	.855	.854	.852	.850	.850	.850	.849	.849	.849
30	133.5	1.11	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.43	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.82	1.82	1.87	1.92	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97
36	160.0	2.29	2.27	2.35	2.43	2.48	2.51	2.52	2.52	2.53
38	169.1	2.85	2.80	2.91	3.03	3.12	3.16	3.18	3.20	3.20
40	178.0	3.52	3.42	3.55	3.74	3.87	3.94	3.98	4.00	4.01
42	186.9	4.32	4.16	4.30	4.55	4.74	4.86	4.91	4.95	4.96
44	195.8	5.26	5.01	5.16	5.48	5.75	5.92	6.01	6.06	6.09
46	204.7	6.36	6.01	6.14	6.53	6.90	7.14	7.28	7.36	7.40
48	213.6	7.64	7.16	7.27	7.73	8.21	8.55	8.75	8.86	8.92
50	222.5	9.11	8.50	8.55	9.07	9.68	10.14	10.42	10.58	10.66
52	231.4	10.8	10.0	10.0	10.6	11.3	11.9	12.3	12.5	12.7
54	240.3	12.8	11.8	11.7	12.3	13.2	13.9	14.5	14.8	14.9
56	249.2	15.0	13.8	13.6	14.2	15.2	16.2	16.8	17.3	17.5
58	258.1	17.5	16.0	15.7	16.3	17.5	18.6	19.5	20.1	20.4
60	267.0	20.3	18.5	18.1	18.7	20.0	21.4	22.5	23.2	23.6
62	275.9	23.5	21.4	20.8	21.4	22.8	24.4	25.7	26.7	27.3
64	284.7	27.0	24.6	23.8	24.4	25.8	27.7	29.3	30.5	31.3
66	293.6	31.0	28.1	27.1	27.6	29.2	31.3	33.2	34.7	35.7
68	302.5	35.4	32.1	30.9	31.3	32.9	35.2	37.5	39.3	40.5
70	311.4	40.3	36.5	35.0	35.3	37.0	39.5	42.1	44.3	45.9
72	320.3	45.7	41.4	39.6	39.8	41.5	44.2	47.2	49.8	51.7
74	329.2	51.7	46.7	44.6	44.7	46.4	49.3	52.7	55.7	58.0
76	338.1	58.3	52.6	50.2	50.1	51.8	54.9	58.6	62.1	64.8
78	347.0	65.5	59.1	56.3	56.1	57.7	60.9	65.0	69.0	72.3
80	355.9	73.4	66.2	62.9	62.5	64.2	67.5	71.9	76.4	80.2
82	364.8	82.0	73.9	70.2	69.6	71.2	74.7	79.4	84.4	88.8
84	373.7	91.4	82.4	78.1	77.3	78.9	82.4	87.4	93.0	98.1
86	382.6	102.	92.	87.	86.	87.	91.	96.	102.	108.
88	391.5	113.	102.	96.	95.	96.	100.	105.	112.	119.
90	400.4	125.	112.	106.	105.	106.	110.	115.	123.	130.

Tabla 3.15. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes trídrem, $p_t = 2.5$

Carga (kips)	p/eje (KN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.011	.010	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.020	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.033	.030	.029	.028	.027	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.053	.048	.045	.044	.044	.043	.043	.043	.043
20	89.0	.080	.073	.069	.067	.066	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.116	.107	.101	.099	.098	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.163	.151	.144	.141	.139	.139	.138	.138	.138
26	115.7	.222	.209	.200	.195	.194	.193	.192	.192	.192
28	124.6	.295	.281	.271	.265	.263	.262	.262	.262	.262
30	133.5	.384	.371	.359	.354	.351	.350	.349	.349	.349
32	142.4	.490	.480	.468	.463	.460	.459	.458	.458	.458
34	151.3	.616	.609	.601	.596	.594	.593	.592	.592	.592
36	160.0	.765	.762	.759	.757	.756	.755	.755	.755	.755
38	169.1	.939	.941	.946	.948	.950	.951	.951	.951	.951
40	178.0	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	186.9	1.38	1.38	1.41	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.65	1.65	1.70	1.74	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79
46	204.7	1.97	1.96	2.03	2.09	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16
48	213.6	2.34	2.31	2.40	2.49	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60
50	222.5	2.76	2.71	2.81	2.94	3.02	3.07	3.09	3.10	3.11
52	231.4	3.24	3.15	3.27	3.44	3.56	3.62	3.66	3.68	3.68
54	240.3	3.79	3.66	3.79	4.00	4.16	4.26	4.30	4.33	4.34
56	249.2	4.41	4.23	4.37	4.63	4.84	4.97	5.03	5.07	5.09
58	258.1	5.12	4.87	5.00	5.32	5.59	5.76	5.85	5.90	5.93
60	267.0	5.91	5.59	5.71	6.08	6.42	6.64	6.77	6.84	6.87
62	275.9	6.80	6.39	6.50	6.91	7.33	7.62	7.79	7.88	7.93
64	284.7	7.79	7.29	7.37	7.82	8.33	8.70	8.92	9.04	9.11
66	293.6	8.90	8.28	8.33	8.83	9.42	9.88	10.17	10.33	10.42
68	302.5	10.1	9.4	9.4	9.9	10.6	11.2	11.5	11.7	11.9
70	311.4	11.5	10.6	10.6	11.1	11.9	12.6	13.0	13.3	13.5
72	320.3	13.0	12.0	11.8	12.4	13.3	14.1	14.7	15.0	15.2
74	329.2	14.6	13.5	13.2	13.8	14.8	15.8	16.5	16.9	17.1
76	338.1	16.5	15.1	14.8	15.4	16.5	17.6	18.4	18.9	19.2
78	347.0	18.5	16.9	16.5	17.1	18.2	19.5	20.5	21.1	21.5
80	355.9	20.6	18.8	18.3	18.9	20.2	21.6	22.7	23.5	24.0
82	364.8	23.0	21.0	20.3	20.9	22.2	23.8	25.2	26.1	26.7
84	373.7	25.6	23.3	22.5	23.1	24.5	26.2	27.8	28.9	29.6
86	382.6	28.4	25.8	24.9	25.4	26.9	28.8	30.5	31.9	32.8
88	391.5	31.5	28.6	27.5	27.9	29.4	31.5	33.5	35.1	36.1
90	400.4	34.8	31.5	30.3	30.7	32.2	34.4	36.7	38.5	39.8

Tabla 3.16. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples, $p_t = 3.0$

Carga por eje (kips) (KN)		D								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0003	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.003	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.014	.012	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.045	.038	.034	.033	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.111	.095	.087	.083	.081	.081	.080	.080	.080
12	53.4	.228	.202	.186	.179	.176	.174	.174	.174	.173
14	62.3	.408	.378	.355	.344	.340	.337	.337	.336	.336
16	71.2	.660	.640	.619	.608	.603	.600	.599	.599	.599
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.46	1.47	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59
22	97.9	2.07	2.06	2.18	2.29	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41
24	106.8	2.90	2.81	3.00	3.23	3.38	3.47	3.51	3.53	3.54
26	115.7	4.00	3.77	4.01	4.40	4.70	4.87	4.96	5.01	5.04
28	124.6	5.43	4.99	5.23	5.80	6.31	6.65	6.83	6.93	6.98
30	133.5	7.27	6.53	6.72	7.46	8.25	8.83	9.17	9.36	9.46
32	142.4	9.59	8.47	8.53	9.42	10.54	11.44	12.03	12.37	12.56
34	151.3	12.5	10.9	10.7	11.7	13.2	14.5	15.5	16.0	16.4
36	160.0	16.0	13.8	13.4	14.4	16.2	18.1	19.5	20.4	21.0
38	169.1	20.4	17.4	16.7	17.7	19.8	22.2	24.2	25.6	26.4
40	178.0	25.6	21.8	20.6	21.5	23.8	26.8	29.5	31.5	32.9
42	186.9	31.8	26.9	25.3	26.0	28.5	32.0	35.5	38.4	40.3
44	195.8	39.2	33.1	30.8	31.3	33.9	37.9	42.3	46.1	48.8
46	204.7	47.8	40.3	37.2	37.5	40.1	44.5	49.8	54.7	58.5
48	213.6	57.9	48.6	44.8	44.7	47.3	52.1	58.2	64.3	69.4
50	222.5	69.6	58.4	53.6	53.1	55.6	60.6	67.6	75.0	81.4

Tabla 3.17. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tandem, $p_t = 3.0$

Carga por eje		D								
(kips)	(KN)	6.0	7.0	8.0	9.0	1.0	11.0	12.0	13.0	14.0
		(152.4)	(177.8)	(203.2)	(228.6)	(254.0)	279.4)	(304.8)	(330.2)	(355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0007	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005
6	26.7	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
8	35.6	.008	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005
10	44.5	.018	.015	.013	.013	.013	.012	.012	.012	.012
12	53.4	.036	.030	.027	.026	.026	.025	.025	.025	.025
14	62.3	.066	.056	.050	.048	.047	.047	.047	.047	.047
16	71.2	.111	.095	.087	.083	.081	.081	.081	.080	.080
18	80.0	.174	.153	.140	.135	.132	.131	.131	.131	.131
20	89.0	.260	.234	.217	.209	.205	.204	.203	.203	.203
22	97.9	.368	.341	.321	.311	.307	.305	.304	.303	.303
24	106.8	.502	.479	.458	.447	.443	.440	.440	.439	.439
26	115.7	.664	.651	.634	.625	.621	.619	.618	.618	.618
28	124.6	.859	.857	.853	.851	.850	.850	.850	.849	.849
30	133.5	1.09	1.10	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.38	1.38	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.72	1.71	1.80	1.88	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97
36	160.0	2.13	2.10	2.23	2.36	2.45	2.49	2.51	2.52	2.52
38	169.1	2.62	2.54	2.71	2.92	3.06	3.13	3.17	3.19	3.20
40	178.0	3.21	3.05	3.26	3.55	3.76	3.89	3.95	3.93	4.00
42	186.9	3.90	3.65	3.87	4.26	4.58	4.77	4.87	4.92	4.95
44	195.8	4.72	4.35	4.57	5.06	5.50	5.78	5.94	6.02	6.06
46	204.7	5.68	5.16	5.36	5.95	6.54	6.94	7.17	7.29	7.36
48	213.6	6.80	6.10	6.25	6.93	7.69	8.24	8.57	8.76	8.86
50	222.5	8.09	7.17	7.26	8.03	8.96	9.70	10.17	10.43	10.58
52	231.4	9.57	8.41	8.40	9.24	10.36	11.32	11.96	12.33	12.54
54	240.3	11.3	9.8	9.7	10.6	11.9	13.1	14.0	14.5	14.8
56	249.2	13.2	11.4	11.2	12.1	13.6	15.1	16.2	16.9	17.3
58	258.1	15.4	13.2	12.8	13.7	15.4	17.2	18.6	19.5	20.1
60	267.0	17.9	15.3	14.7	15.6	17.4	19.5	21.3	22.5	23.2
62	275.9	20.6	17.6	16.8	17.6	19.6	22.0	24.1	25.7	26.6
64	284.7	23.7	20.2	19.1	19.9	22.0	24.7	27.3	29.2	30.4
66	293.6	27.2	23.1	21.7	22.4	24.6	27.6	30.6	33.0	34.6
68	302.5	31.1	26.3	24.6	25.2	27.4	30.8	34.3	37.1	39.2
70	311.4	35.4	29.8	27.8	28.2	30.6	34.2	38.2	41.6	44.1
72	320.3	40.1	33.8	31.3	31.6	34.0	37.9	42.3	46.4	49.4
74	329.2	45.3	38.1	35.2	35.4	37.7	41.8	46.8	51.5	55.2
76	338.1	51.1	42.9	39.5	39.5	41.8	46.1	51.5	56.9	61.3
78	347.0	57.4	48.2	44.3	44.0	46.3	50.7	56.6	62.7	67.9
80	355.9	64.3	53.9	49.4	48.9	51.1	55.8	62.1	68.9	74.9
82	364.8	71.8	60.2	55.1	54.3	56.5	61.2	67.9	75.5	82.4
84	373.7	80.0	67.0	61.2	60.2	62.2	67.0	74.2	82.4	90.3
86	382.6	89.0	74.5	67.9	66.5	68.5	73.4	80.8	89.8	98.7
88	391.5	98.7	82.5	75.2	73.5	75.3	80.2	88.0	97.7	107.5
90	400.4	109.	91.	83.	81.	83.	88.	96.	106.	117.

Tabla 3.18. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tridem, $p_t = 3.0$

Carga por eje		D								
(kips)	(KN)	6.0	7.0	8.0	9.0	1.0	11.0	12.0	13.0	14.0
		(152.4)	(177.8)	(203.2)	(228.6)	(254.0)	279.4)	(304.8)	(330.2)	(355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0004	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.007	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.013	.011	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.023	.020	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.039	.033	.030	.028	.028	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.061	.052	.047	.045	.044	.044	.043	.043	.043
20	89.0	.091	.078	.071	.068	.067	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.132	.114	.104	.100	.098	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.183	.161	.148	.143	.140	.139	.139	.138	.138
26	115.7	.246	.221	.205	.198	.195	.193	.193	.192	.192
28	124.6	.322	.296	.277	.268	.265	.263	.262	.262	.262
30	133.5	.411	.387	.367	.357	.353	.351	.350	.349	.349
32	142.4	.515	.495	.476	.466	.462	.460	.459	.458	.458
34	151.3	.634	.622	.607	.599	.595	.594	.593	.592	.592
36	160.0	.772	.768	.762	.758	.756	.756	.755	.755	.755
38	169.1	.930	.934	.942	.947	.949	.950	.951	.951	.951
40	178.0	1.11	1.12	1.15	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	186.9	1.3	1.33	1.38	1.42	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.56	1.56	1.64	1.71	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78
46	204.7	1.84	1.83	1.94	2.04	2.10	2.14	2.15	2.16	2.16
48	213.6	2.16	2.12	2.26	2.41	2.51	2.56	2.58	2.59	2.60
50	222.5	2.53	2.45	2.61	2.82	2.96	3.03	3.07	3.09	3.10
52	231.4	2.95	2.82	3.01	3.27	3.47	3.58	3.63	3.66	3.68
54	240.3	3.43	3.23	3.43	3.77	4.03	4.18	4.27	4.31	4.33
56	249.2	3.98	3.70	3.90	4.31	4.65	4.86	4.98	5.04	5.07
58	258.1	4.59	4.22	4.42	4.90	5.34	5.62	5.78	5.86	5.90
60	267.0	5.28	4.80	4.99	5.54	6.08	6.45	6.66	6.78	6.84
62	275.9	6.06	5.45	5.61	6.23	6.89	7.36	7.64	7.80	7.88
64	284.7	6.92	6.18	6.29	6.98	7.76	8.36	8.72	8.93	9.04
66	293.6	7.89	6.98	7.05	7.78	8.7	9.44	9.91	10.18	10.33
68	302.5	8.96	7.88	7.87	8.66	9.71	10.61	11.2	11.55	11.75
70	311.4	10.2	8.9	8.8	9.6	10.8	11.9	12.6	13.1	13.3
72	320.3	11.5	10.0	9.8	10.6	12.0	13.2	14.1	14.7	15.0
74	329.2	12.9	11.2	10.9	11.7	13.2	14.7	15.8	16.5	16.9
76	338.1	14.5	12.5	12.1	12.9	14.5	16.2	17.5	18.4	18.9
78	347.0	16.2	13.9	13.4	14.2	15.9	17.8	19.4	20.5	21.1
80	355.9	18.2	15.5	14.8	15.6	17.4	19.6	21.4	22.7	23.5
82	364.8	20.2	17.2	16.4	17.2	19.1	21.4	23.5	25.1	26.1
84	373.7	22.5	19.1	18.1	18.8	20.8	23.4	25.8	27.6	28.8
86	382.6	25.0	21.2	19.9	20.6	22.6	25.5	28.2	30.4	31.8
88	391.5	27.6	23.4	21.9	22.5	24.6	27.7	30.7	33.2	35.0
90	400.4	30.5	25.8	24.1	24.6	26.8	30.0	33.4	36.3	38.3

El eje delantero no fue incluido en el desarrollo de los Factores Equivalentes de AASHTO, sin embargo, estudios realizados indican que el daño que causa el eje delantero no es muy significativo. Uno de los estudios mostró para pavimentos flexibles que el daño promedio de los ejes delanteros fue del 2.10 % para ahuellamiento; 0.13 % para fisuración y 1.31 % para serviciabilidad (Kenis y Cobb 1990), por este motivo, eliminar los ejes delanteros no resulta en un efecto serio para el diseño, sin embargo, con el uso de software especializado para el diseño, como es el caso de DIPAV, que permite la determinación inmediata de los LEF, es fácil de incluir estos valores y prácticamente no implica un tiempo adicional.

También es interesante citar que los ejes triples no fueron incluidos en el AASHTO Road Test, sin embargo, las tablas para los mismos fueron desarrolladas en base a análisis elásticos por capas para considerar sus efectos en los distintos pavimentos.

3.2.2. Factor de camión

El LEF da una manera de expresar los niveles equivalentes de daño entre ejes, pero también es conveniente expresar el daño en términos del deterioro producido por un vehículo en particular, es decir los daños producidos por cada eje de un vehículo son sumados para determinar el daño producido por el vehículo total. Así nace el concepto de *Factor de Camión* (FC) que se define como el número de ESALs por vehículo. Este factor de camión puede ser computado para cada clasificación general de camiones o para todos los vehículos comerciales como un promedio para una configuración de tránsito dada. Es más exacto considerar factores de camión para cada clasificación general de camiones. Veamos este ejemplo:

$p_t = 2.5$ (serviciabilidad final)

Tipo de eje	Peso KN	No ejes	LEF	No de ESALs
Simple	80	500	1.00	500
Simple	98	300	2.09	627
Simple	116	200	3.91	782
Tándem	142	400	.887	355
Tándem	160	350	1.38	483
Tándem	178	200	2.03	406
Tándem	196	100	2.88	288
		2,050 (1600 camiones)		3,441

$$\text{Factor de camión TF (truck factor)} = \frac{\text{No. de ESALs}}{\text{No. de camiones}} = \frac{3,441}{1,600} = 2.15$$

Este es un factor de camión promedio, pero es conveniente completar factores de camiones para cada tipo de camión para tener un cómputo más exacto.

3.2.3. Procedimiento simplificado

Sirve para hacer una rápida estimación del número de ESALs. Este procedimiento se llama simplificado porque usa un factor de camión promedio en lugar de factores de camión para cada tipo de vehículo. El resultado no es muy exacto y se debería usar sólo como una primera aproximación.

La fórmula a usar es:

$$ESAL = TPDA \times \%CP \times GF \times DD \times LD \times TF \times 365 \quad (3.2)$$

TPDA = Tránsito Promedio Diario Anual inicial.

%CP = Porcentaje de Camiones Pesados (clase 5 o más según FHWA)

GF = factor de crecimiento (growth factor) que tiene en cuenta el crecimiento en volumen de camiones y en factor de camiones. Esto se obtiene de tabla 3.19 entrando una tasa de crecimiento compuesta:

$$GF = [(1+g_v) \times (1+g_{tf})] - 1 \quad (3.3)$$

donde:

g_v = crecimiento del volumen de tránsito

g_{tf} = crecimiento en el factor de camión

DD = factor de distribución direccional para camiones (en tanto por uno)

LD = factor de distribución por carril para camiones (en tanto por uno)

TF = factor de camiones (ESALs/camiones)

Este cálculo puede hacerse en forma manual o usando el software "DIPAV", en cuyo caso se obtendrán los datos detallados para cada tipo de camión en base a sus pesos por eje sin necesidad de tablas.

Tabla 3.19. Factores de crecimiento de tránsito

Periodo de análisis (años)	Factor de Crecimiento *	Tasa de Crecimiento anual (%)						
		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	3.15	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	11.98	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	21.50	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	21.58	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	45.60
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 = $[(1+g)^n - 1]/g$ donde $g = \text{tasa}/100$ y no debe ser nula. Si ésta es nula, el factor es igual al período de análisis.

3.2.4. Procedimiento de cálculo riguroso

El método riguroso requiere el uso de los factores de camión para cada clase individual de camiones (Vehículos clase 5 o mayores según FHWA). Esto puede ser hecho usando tablas W-4 o pesos de vehículos y clasificación obtenidos por el método de pesaje en movimiento o WIM (Weight in motion).

En este caso el cálculo puede realizarse usando la siguiente planilla de la tabla 3.20.

1. En este caso, la columna A es el volumen diario contado para cada vehículo tipo.
2. La columna B tiene el factor de crecimiento para cada tipo de vehículo. El volumen de tránsito de la columna A multiplicado por el factor de crecimiento de la columna B nos da el tránsito de diseño que se pone en la columna C. El factor de crecimiento depende de la tasa de crecimiento y del período de análisis y se obtiene de tabla 3.19. Cada tipo de vehículo puede tener una tasa de crecimiento distinta, dado que no tienen por qué crecer al mismo ritmo.
3. La columna C es igual al producto de la A por la B y por 365 días y nos da la cantidad acumulada de vehículos de cada tipo en el período de análisis.
4. La columna D es el factor de ESAL para cada tipo de camión, obtenida como No. de camiones \times TF.

Este procedimiento se simplifica notablemente con el uso del software "DIPAV", puesto que el mismo contiene una tabla para importar datos de una hoja electrónica como Excel en la que se puede detallar el crecimiento para cada tipo de vehículo año a año y además consignar los pesos por eje promedio para cada uno de los vehículos. Con esta información, DIPAV determinará el número total de vehículos, el Factor Equivalente Vehicular para cada eje; El Factor Camión (TF) para cada vehículo y finalmente el número total del Ejes Equivalentes que solicitarán al pavimento. Este procedimiento es muy útil y ahorra mucho tiempo permitiendo además determinar la sensibilidad a probables sobrecargas o cambios en los pesos vehiculares y sus efectos en los espesores de diseño.

Tabla 3.20. Planilla para cálculo manual de ESALs

Ubicación: _____ Período de análisis _____ años
 SN o D: _____

Tipo de Vehículo	Volumen diario	Factores de crecimiento	Transito de diseño	Factor de camión TF	Nº de ESAL's p/diseño
	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
Autos					
Pick ups					
Otros veh. 2 ejes y 4 ruedas					
Camiones (2 ejes y 6 ruedas)					
Camiones (3 ó más ejes)					
Total					
Semirremolques (3 ejes)					
Semirremolques (4 ejes)					
Semirremolques (5 ó más ejes)					
Total					
Camión c/acoplado (5 ejes)					
Camión c/acoplado (6 ó más ejes)					
Total					
Total vehículos				ESALs diseño	

Para el cálculo del TF se deben analizar los distintos pesos de ejes para cada tipo de camión. Por ejemplo para un 1-1-3 (tabla 3.21):

Tabla 3.21

Carga			
Ejes simples	LEF	No ejes	No ESALs
P ₁	lef ₁	N ₁	
P ₂	lef ₂	N ₂	
P ₃	lef ₁₃	N ₃	
.....	
P _n	lef _n	N ₁	
Ejes tridem			
P ₁ ^T	lef ₁ ^T	N ₁ ^T	
P ₂ ^T	lef ₂ ^T	N ₂ ^T	
.....	
P _n ^T	lef _n ^T	n _n ^T	

$$TF = \frac{\text{No. de ESALs totales}}{\text{No. de camiones}}$$

- La columna E es el producto de la D por C y la suma de E es el número total de ESALs a usar para el diseño del pavimento, el cual debe afectarse por el factor de distribución direccional por carril. Los vehículos clase 1 a 4 según FHWA pueden ser despreciados ya que su efecto es muy bajo.

Este cálculo puede hacerse a mano o con el programa DIPAV.

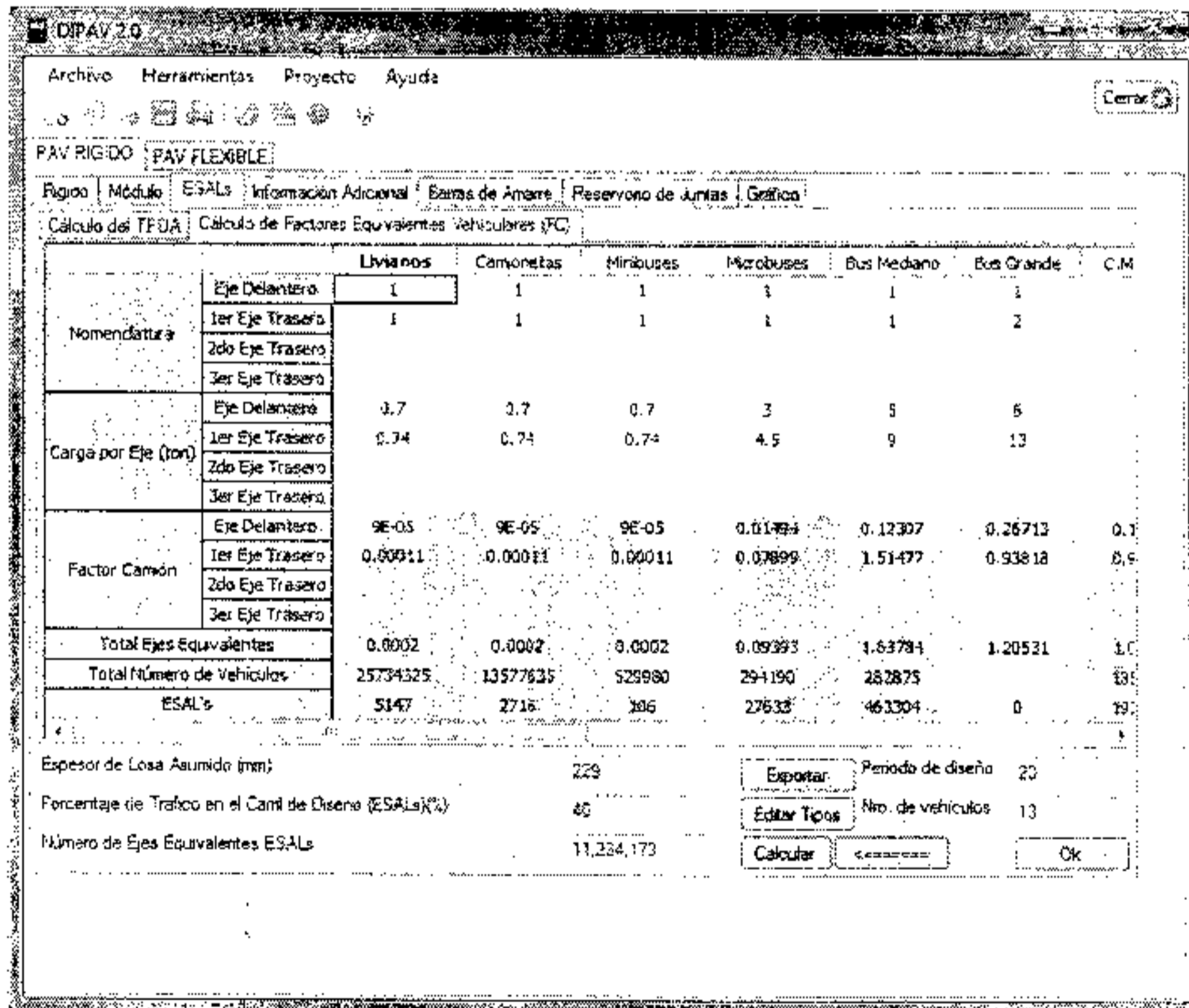
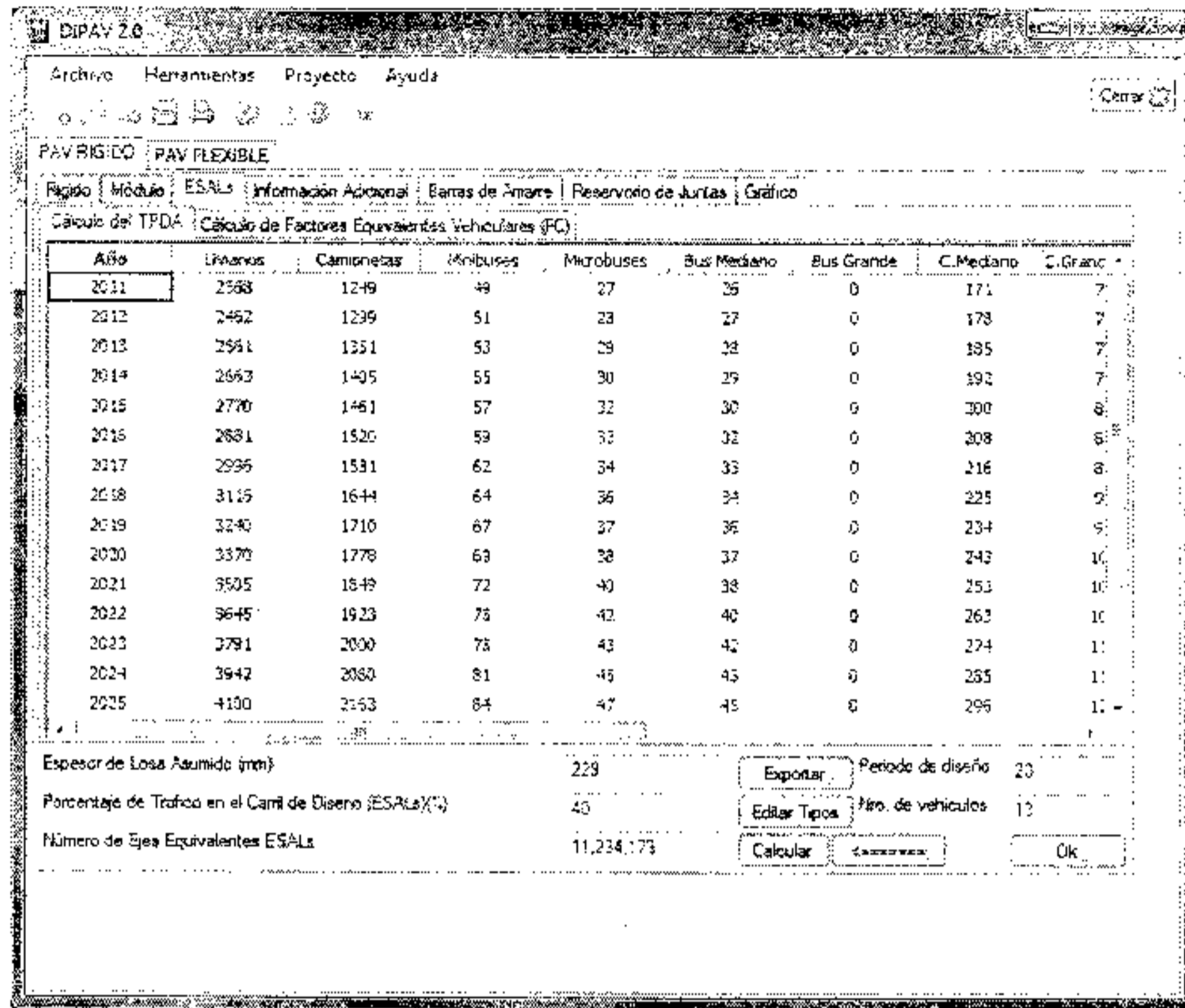


Figura 3.1. Ventanas de cálculo de ejes equivalentes de Software DIPAV

3.2.5. Factores equivalentes de carga para ahuellamiento

Los factores equivalentes desarrollados por el Road Test de la AASHO tienen en cuenta la serviciabilidad, la cual está relacionada principalmente con la rugosidad. Sin embargo, no se puede asegurar que estos factores sean los mismos para otro tipo de deterioro. Carpenter (1992) usando datos del Road Test de la AASHO determinó factores equivalentes para ahuellamiento. Concluyó que para ejes simples, los LEFs de ahuellamiento son similares a los dados por AASHTO para pavimentos flexibles de gran espesor o rígidos muy delgados.

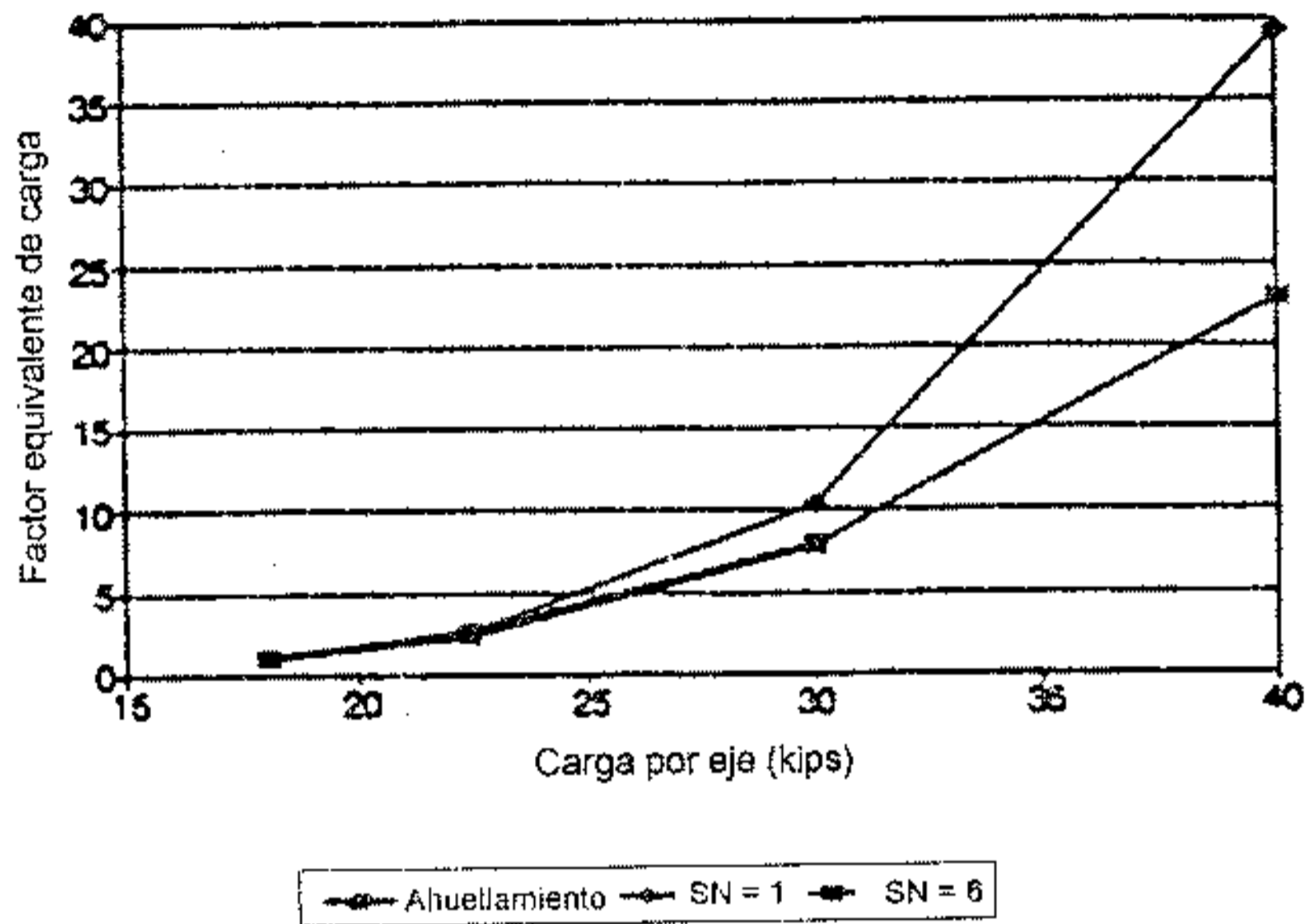


Figura 3.2. LEFs para ejes simples, pavimentos flexibles (Carpenter, 1992)

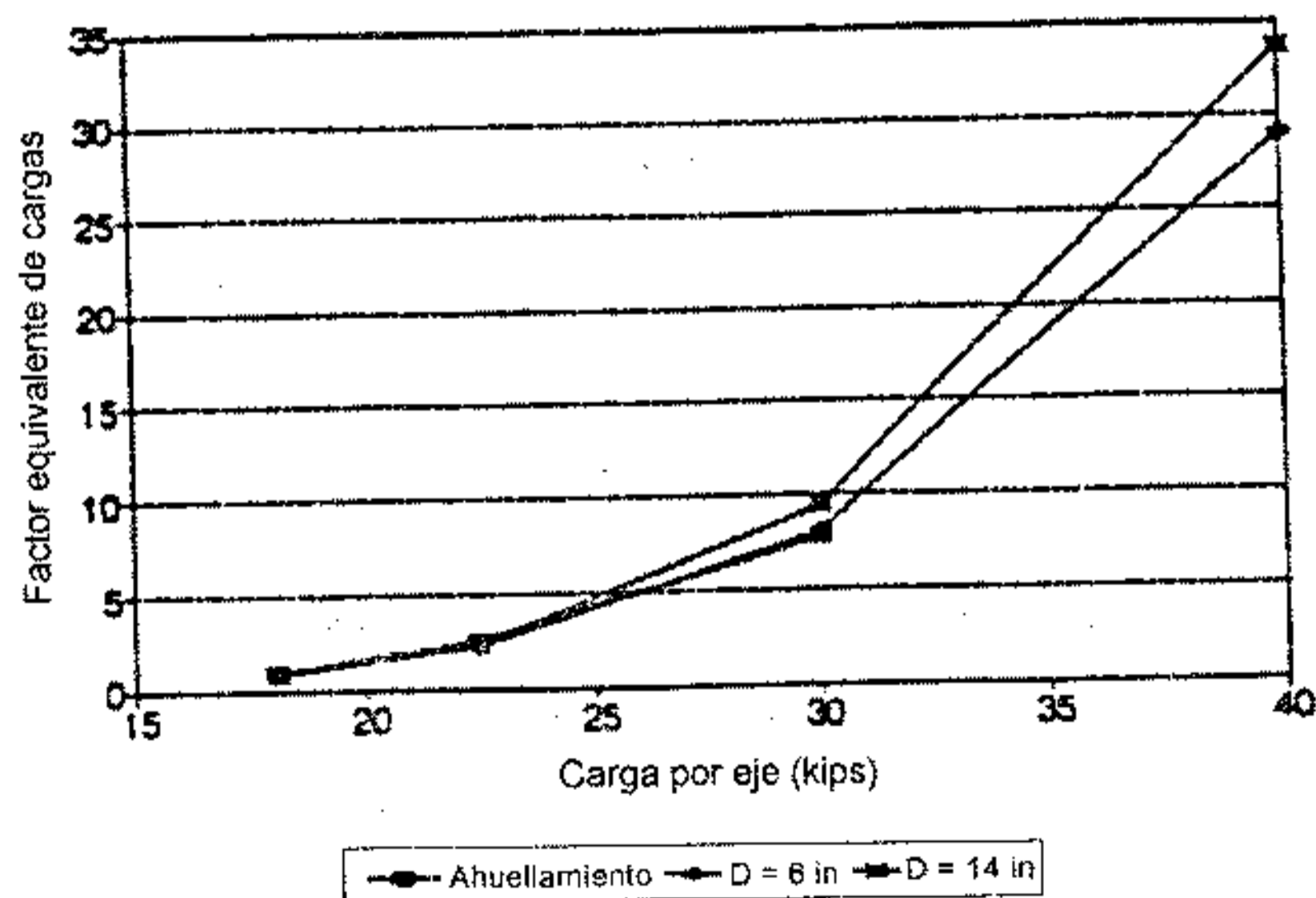


Figura 3.3. LEFs para ejes simples pavimentos rígidos (Carpenter, 1992)

Para ejes tándem, los LEFs para ahuellamiento siguen a los de los pavimentos rígidos de poco espesor, salvo para cargas muy pesadas. En el caso de pavimentos flexibles los LEFs subestiman severamente a los LEFs basados en el ahuellamiento.

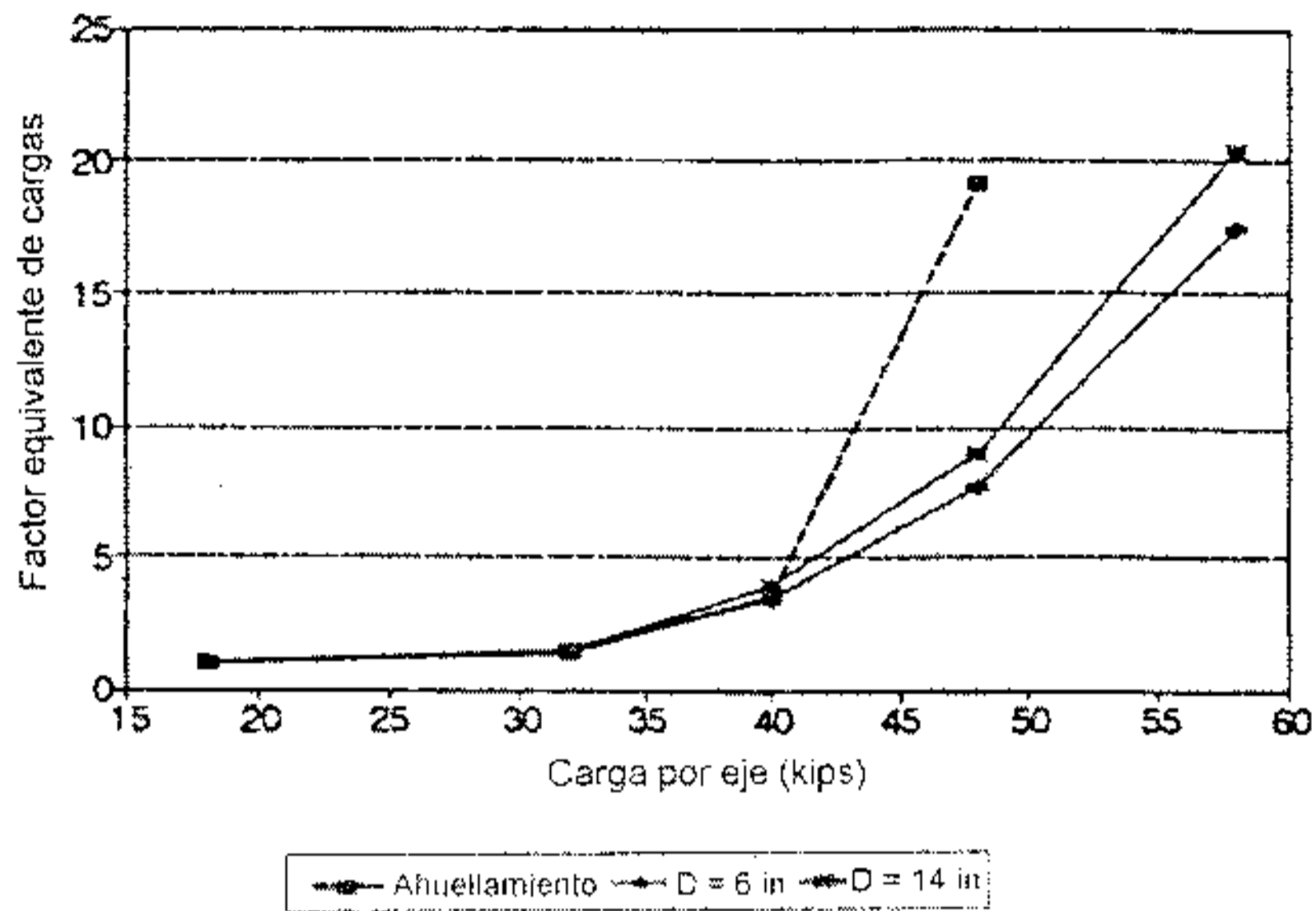


Figura 3.4. LEFs para pavimentos rígidos, ejes tándem (Carpenter, 1992)

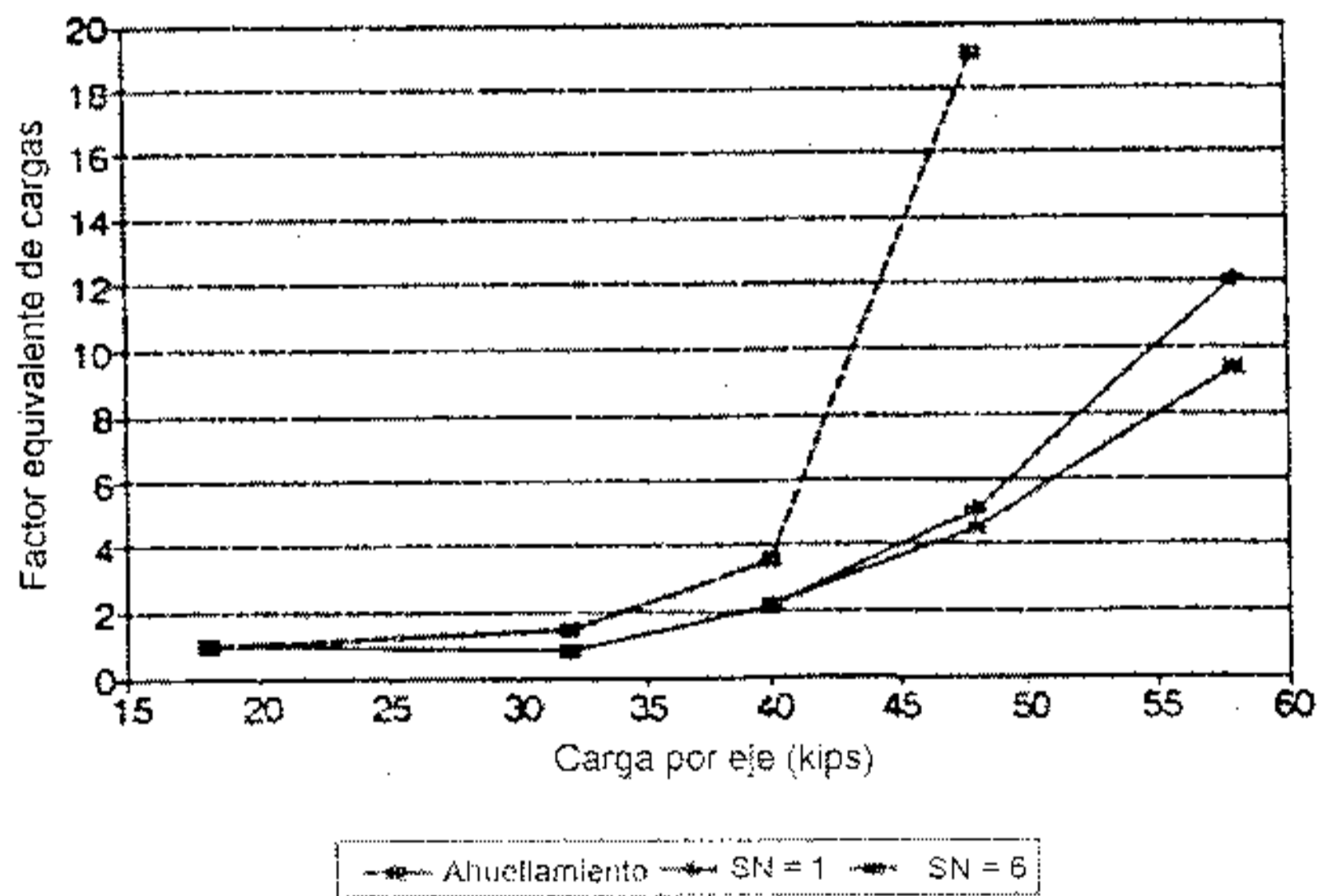


Figura 3.5. LEFs para pavimentos rígidos, ejes tándem (Carpenter, 1992)

Carpenter dedujo ecuaciones para los LEFs para un ahuellamiento final determinado. Para ejes simples se tiene:

$$LEF = 1.83 \times 10^{-5} \times (RD)^{0.3854} \times (SW)^{3.89} \tag{3.4}$$

Para ejes tándem:

$$LEF = 1.113 \times 10^{-4} \times (RD)^{0.0279} \times (TW)^{2.778} \quad (3.5)$$

donde:

LEF= Factor Equivalente de Carga

RD= Profundidad final del ahueflamiento (pulg)

SW= carga por eje simple (kips)

TW= carga por eje tándem (kips)

3.3. ANÁLISIS DE TRÁNSITO

3.3.1. Volúmenes de tránsito

En todo estudio de tránsito se deben coleccionar al menos dos datos: tránsito promedio diario (TPDA) y tránsito promedio diario de camiones (TPDAC). Estos pueden ser obtenidos a partir de censos de tránsito en el lugar de la futura construcción (si existe la ruta y va a ser pavimentada o repavimentada) o si es totalmente nueva mediante censos de tránsito en lugares próximos. Hay mapas de volúmenes de tránsito que muestran el número de vehículos diarios en determinados lugares, pero éste es menos exacto que hacer un censo en un lugar determinado. El tránsito puede cambiar según el día de la semana o en forma estacional y el proyectista debe tenerlo en cuenta.

También es necesario conocer las tasas de crecimiento de tránsito, así como la distribución por dirección y si se trata de un camino de varios carriles, la distribución por carril.

3.3.2. Volúmenes de camiones

Es necesario conocer el porcentaje de camiones presentes en el volumen de tránsito a estudiar, así como también la clasificación de estos camiones. Diferentes tipos de camiones llevan distintas cargas y su número no debería ser combinado sin un buen ajuste. El uso del porcentaje de camiones para calcular el número de ESALs por camión debe ser hecho a partir de determinaciones precisas de los diferentes tipos de camiones en el flujo de tránsito.

La FHWA reconoce trece clases distintas de vehículos para el cálculo de los ESALs. Estos son:

1. Motocicletas
2. Automóviles
3. Otros vehículos de dos ejes y cuatro ruedas
4. Ómnibus
5. Camiones simples, 2 ejes, 6 ruedas
6. Camiones simples, 3 ejes

7. Camiones simples, 4 ó más ejes
8. Camiones semirremolques de 4 ó menos ejes
9. Camiones semirremolques de 5 ejes
10. Camiones semirremolque de 6 ó más ejes
11. Camiones c/acoplado de 5 ó menos ejes
12. Camiones c/acoplado de 6 ejes
13. Camiones c/acoplado de 7 ó más ejes

3.3.3. Peso de camiones

Así como la distribución del tipo de camiones es importante, lo es también la de los pesos. Esto es en función de las nuevas reglamentaciones en cuanto a cargas y a las variaciones en el esquema productivo de una zona o de todo el país en general. Los factores que se deben conocer en este rubro son: peso total del camión y distribución por ejes de este peso.

Al respecto en Bolivia, la Ley de Cargas establece los siguientes pesos máximos por eje:

Eje Delantero: 6 Ton

Eje Trasero Simple: 11 Ton

Eje Trasero Tándem: 18 Ton

Eje Trasero Trídem: 25 Ton

A pesar de ello, al momento de actualizar la presente publicación (año 2010) aún se conoce que en varias carreteras la Ley de Cargas no se respeta rigurosamente y circulan vehículos sobrecargados con los consecuentes daños al pavimento. Si se debe tomar en cuenta estas sobrecargas o aplicar multas y no considerarlas en el diseño es un debate que cae fuera del alcance de esta publicación, pero la circulación de vehículos sobrecargados originará indefectiblemente daños en el pavimento.

3.3.3.1. Estaciones permanentes de control de cargas

El conocimiento de los pesos de camiones y de las distribuciones de cargas por eje fue determinado en el pasado mediante las estaciones de control de cargas. Este método adolece de varias fallas. En primer lugar, el número de estaciones de control de cargas es limitado y a menos que la estación de control de cargas esté próxima al área del proyecto, es discutible su aplicación directa al diseño del pavimento. Por otro lado, no todas las estaciones operan en forma continua. Algunas están abiertas sólo determinados días de la semana o bien en horas diurnas y las variaciones en tránsito de camiones y de cargas que ocurren durante el día o la semana no pueden ser registradas. Por otro lado, es probable que camiones sobrecargados eludan la estación por caminos laterales cuando está en operación o bien pasan delante

cuando la estación no trabaja. Todos estos factores hacen que los datos obtenidos de una estación de control de cargas no sean totalmente confiables.

3.3.3.2. Estaciones portátiles

Son usadas por distintas reparticiones viales para obtener datos para un determinado proyecto. El hecho de que los datos sean obtenidos en el mismo camino o zona los hace más confiables, pero igual adolecen de los mismos problemas que las estaciones de control de cargas permanentes (trabajan determinados días a determinadas horas), aunque la elusión por parte de camiones sobrecargados es menor.

3.3.3.3. Pesaje en movimiento

Este tipo de pesaje (weigh in motion = WIM) es un avance importante en el monitoreo del tránsito. Consiste en dispositivos instalados en la calzada que registran las cargas dinámicas transmitidas por los vehículos mientras van transitando a velocidades normales. En general los dispositivos para pesaje en movimiento son portátiles, pero también los hay permanentes. Este método ofrece un alto grado de flexibilidad en recolección y procesamiento de datos gracias al uso de computadoras. Los dispositivos de medida son colocados en cada carril para conocer su distribución. Sus ventajas son:

1. Eliminación de demoras para los camiones, dado que éstos son pesados mientras transitan a velocidades normales.
2. Eliminación casi total de elusión del control por parte de los camiones sobrecargados.
3. Incremento de seguridad por eliminación de la necesidad de reducir la velocidad con la consecuente formación de largas filas de camiones.
4. Posibilidad de procesar un gran número de vehículos.
5. Reducción de costos.
6. Mejoramiento de la obtención de datos en cuanto a cantidad y calidad.

Los dispositivos para pesaje en movimiento son:

1. Dispositivos para pesaje en puentes. Un transductor de deformaciones es colocado en el apoyo de las vigas longitudinales de un puente. Estos transductores pueden ser permanentes o portátiles. En el caso de estos últimos, se montan en 30 minutos.
2. Paños capacitores (*capacitance pads*), en los cuales tres capas de acero separados por goma blanda hacen de sensores de peso. Estos paños capacitores son portátiles y se pueden instalar en media hora, aunque no deberían colocarse en pavimentos húmedos o mojados.
3. Células hidráulicas de carga, en las cuales dos plataformas rectangulares que contienen un pistón central lleno de aceite (elemento sensor) están permanentemente fijadas al pavimento. Este dispositivo se coloca en media hora.

4. Células de carga, en éstas se colocan *strain gages* (sensores de deformación) de resistencia eléctrica montados en una placa de soporte. Este dispositivo puede ser permanente o portátil.
5. Placas de flexión con sensores de deformación, una placa de acero con sensores de carga mide la deformación bajo carga. En general son permanentes.
6. Cables piezoeléctricos. Son cables de pequeño diámetro (3.2 mm) que generan pequeños campos eléctricos cuando son comprimidos. Esta tecnología es relativamente nueva en EEUU, pero parece ser prometedora.

Una de las cuestiones discutibles es la exactitud de los pesajes en movimiento. La diferencia entre el WIM y pesajes estáticos es del 8% para cargas por eje y del 6% para cargas totales de camión. Otro de los problemas es la interpretación de los resultados. En el WIM se mide la carga dinámica, la que debido a la suspensión del vehículo y rugosidad de la calzada es diferente de la carga estática. Los resultados son muy similares a los estáticos para calzadas muy lisas y camiones circulando a bajas velocidades.

3.3.3.4. Componentes de un programa de monitoreo de tránsito

Este programa debe constar de:

1. Volumen de camiones para cada tipo de camión.
2. Tasa de crecimiento para cada tipo de camión.
3. Factores de camión para cada tipo de camión y su tasa de crecimiento.
4. Factores de distribución por carril para cada tipo de camión.
5. Porcentaje de ESALs que tienen lugar durante el deshielo de primavera.
6. Porcentaje esperado de camiones que circulen a una velocidad que produce fluencia en verano.

3.3.3.5. Factor de distribución por dirección

En general es 0.5, es decir que del total del flujo vehicular censado, la mitad va por cada dirección, pero en algunos casos puede ser mayor en una dirección que en otra, lo que debería deducirse del censo de tránsito.

Quizás es más importante la diferencia en peso entre los vehículos que van en una y otra dirección, como puede ser por la cercanía de una fábrica, una mina, un puerto, etc. En carreteras que tienen una diferencia notable en las cargas de ida o vuelta también puede utilizarse el factor 0.6.

3.3.3.6. Factor de distribución por carril

El carril de diseño es aquel que recibe el mayor número de ESALs. Para un camino de dos carriles, cualquiera puede ser el carril de diseño, ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza en ese carril. En este caso $LD = 1$. Para caminos multicarril, el carril de diseño es el más externo, dado que los

camiones y, por lo tanto la mayor parte de los ESALs, usan ese carril. En este caso LD puede variar entre 1 y 0.5 de acuerdo a esta tabla:

Tabla 3.22

Número de carriles en cada dirección	LD
1	1.00
2	0.80 - 1.00
3	0.60 - 0.80
4	0.50 - 0.75

3.3.3.7. Factores que afectan la exactitud del cálculo de los ESALs

Es importante entender que los cambios en determinadas variables afectan notablemente la exactitud de la estimación de ESALs que solicitarán a la carretera, dependiendo de las condiciones locales puede ser importante considerar este aspecto en el diseño. Estos factores son:

1. Valor inicial de la serviciabilidad. Este parámetro tiene un impacto significativo en la elección de los LEFs para el cálculo de los ESALs. Análisis recientes indican que los factores equivalentes de carga están influenciados por la serviciabilidad en el momento de la aplicación de la carga. Los LEFs aumentan a medida que la serviciabilidad inicial baja, por ello es importante procurar los más altos niveles de regularidad superficial en las carreteras, aspecto que incrementa su vida útil.
2. Valor final de la serviciabilidad. Este valor también influye en el valor del LEF. Esto resulta de la relación no lineal entre las cargas y el decremento de serviciabilidad. Por otro lado las fallas producen una disminución en la serviciabilidad relacionada de una manera logarítmica con el número de cargas.
3. Resistencia Relativa del pavimento. Si bien los LEFs varían de acuerdo al tipo de pavimento, esta diferencia no es muy grande y no se justifica hacer un cálculo iterativo en el cual el número estructural o espesor de losa del pavimento deban converger al número estructural o espesor de losa usado para el cálculo de los ESALs. En todo caso, utilizando el software DIPAV este procedimiento iterativo es sumamente sencillo. En la pantalla de cálculo de ESALs se requiere introducir una primera estimación del SN o espesor de losa según el tipo de pavimento y, una vez calculado el pavimento se puede regresar a esta pantalla y simplemente cambiar la estimación inicial por el valor real calculado, con lo cual automáticamente se recalcula todo el proceso. Una sola iteración es más que suficiente y se eliminan los errores por una mala estimación de los valores iniciales.
4. Composición del tránsito. El flujo vehicular está compuesto por vehículos de distinto tipo y pesos. Los vehículos livianos tienen una incidencia muy pequeña en el cálculo de los ESALs y pueden ser despreciados. Por el contrario, los vehículos pesados tienen una incidencia muy grande sobre los ESALs y cualquier variación en la cantidad de los mismos puede arrojar diferencias significativas en el valor final.
5. Peso y porcentaje de camiones. Últimamente el número de camiones, se está elevando proporcionalmente con respecto al de los automóviles y sus respectivas cargas también. Todo

esto trae como consecuencia un fuerte incremento en el número de ESALs en los últimos años. Para obtener un buen resultado en el número de ESALs es necesario clasificar los camiones en sus distintas categorías, pesos y tasas de crecimiento por categoría y estimar cuidadosamente el crecimiento futuro de los mismos.

6. Configuración de ejes. Un eje tándem de 160 KN no produce el mismo daño que dos ejes simples de 80 KN cada uno. En la medida en que aumenten las cargas se irán pensando nuevas configuraciones de ejes para mantener la carga por eje dentro de valores aceptables. Esta práctica, sin embargo, no va a garantizar una tasa similar de deterioro del pavimento. Para comparar distintas configuraciones de ejes, es necesario analizar su efecto sobre el pavimento, es decir tensiones y deformaciones inducidas, y no extrapolar valores de LEFs de las tablas de la AASHTO.
7. Presión de neumáticos. Los análisis de pavimentos fueron hechos considerando presiones de neumáticos entre 70 y 80 psi, sin embargo, medidas en Arizona e Illinois, por ejemplo, han proporcionado valores comprendidos entre 90 y 130 psi (Carpenter y Feeman 1986). Un incremento en las presiones de neumáticos produce un incremento de tensiones en el pavimento creando diferentes tipos de falla que los previstos para la confección de los LEF de la AASHTO, aunque los deterioros se limitan a las capas más superficiales. En el Road Test de la AASHTO la presión de neumáticos era de 85 psi y no era una variable. Para pavimentos de gran espesor, la presión no afecta el número de ESALs que el pavimento puede soportar. Algunos estudios muestran un efecto significativo para las capas delgadas de pavimentos flexibles, a continuación se tiene las siguientes conclusiones de un estudio de la FHWA 1990:

Daño a 120 psi era 5.5 veces mayor que el observado para 75 psi en pavimentos flexible delgados.

Ahuellamiento se duplicó cuando la presión de llantas se incrementó de 100 psi a 130 psi.

El incremento de 75 a 110 psi resultó en un 25% de reducción en la vida del pavimento.

En el caso de pavimentos flexibles delgados, el incremento de 75 a 125 psi resultó en una duplicación del daño y un incremento del 300% en el ahuellamiento superficial.

Un incremento de 75-a 125 psi originó un 50% de reducción en la vida útil con respecto a fatiga del material.

En algunos países se ha permitido el uso de neumáticos denominados "super singles" que reemplazan a las ruedas gemelas pero tienen una superficie de apoyo notablemente menor. Los estudios indican que este tipo de neumático incrementa los deterioros en los pavimentos, si bien no se tiene una cuantificación más precisa sobre el particular.

CAPITULO 4

CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE

4.1. INTRODUCCIÓN

Subrasante se denomina al suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural de un pavimento. En la década del 40, el concepto de diseño de pavimentos estaba basado en las propiedades ingenieriles de la subrasante. Estas propiedades eran la clasificación de suelos, plasticidad, resistencia al corte, susceptibilidad a las heladas y drenaje.

Desde las postrimerías de la década del 50, se puso más énfasis en las propiedades fundamentales de la subrasante y se idearon ensayos para caracterizar mejor a estos suelos. Ensayos usando cargas estáticas o de baja velocidad de deformación tales como el CBR, compresión simple son reemplazados por ensayos dinámicos y de repetición de cargas tales como el ensayo del módulo resiliente, que representan mucho mejor lo que sucede bajo un pavimento en lo concerniente a tensiones y deformaciones.

Las propiedades de los suelos pueden dividirse en dos categorías:

1. Propiedades físicas: son usadas para selección de materiales, especificaciones constructivas y control de calidad.
2. Propiedades ingenieriles: dan una estimación de la calidad de los materiales para caminos. La calidad de los suelos para subrasantes se puede relacionar con el módulo resiliente, el módulo de Poisson, el valor soporte del suelo y el módulo de reacción de la subrasante.

4.2. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS PARA SUBRASANTE

4.2.1. Propiedades iniciales de los suelos

Las propiedades de los suelos de subrasante son uno de los datos más importantes en el diseño de un pavimento. Estas propiedades siempre estarán presentes aunque cambien mediante tratamientos especiales tales como estabilización, compactación, etc. Para conocer estas propiedades es necesario un muestreo muy amplio que abarque toda la traza, del proyecto. Las probetas se llevan a laboratorio para ser ensayadas (granulometría, humedad, límites de Atterberg, contenido de humedad óptimo, CBR y clasificación). Todos estos datos se vuelcan en el perfil edafológico donde se indican los distintos tipos de suelo y su profundidad. También se confecciona una planilla que, junto con el perfil edafológico, constituyen una herramienta fundamental para el comienzo del proyecto.

4.2.2. Clasificación de suelos

La clasificación de suelos es un indicador universalmente aceptado de las propiedades físicas de los suelos. La clasificación que mejor se adapta para reflejar las propiedades de un suelo como subrasante es la de la AASHTO. Sus variables de entrada son la granulometría y plasticidad.

En general un suelo, de acuerdo a su granulometría, se divide en:

- Grava: tamaño < 76.2 mm (3") hasta tamiz No. 10 (2 mm),
- Arena gruesa: tamaño < 2 mm, tamiz No. 10 hasta tamiz No. 40 (0.425 mm),
- Arena fina: tamaño < 0.425 mm tamiz No. 40 hasta tamiz No. 200 (0.075 mm),
- Limos y arcillas: tamaños menores de 0.075 mm (pasa tamiz 200).

Según AASHTO, un suelo fino es aquel que tiene más del 35 % que pasa el tamiz No. 200 y se denominan comúnmente: A-4; A-5; A-6 ó A-7.

Dos suelos finos con granulometría muy similar pueden tener propiedades muy diferentes según su plasticidad, la que se analiza sobre la fracción que pasa el tamiz No 40. Esta propiedad se analiza con los límites de Atterberg (AASHTO T-89 y T-90) que son:

- Límite líquido ω_L o LL: porcentaje de humedad máximo que puede tener un suelo para poder ser amasado.
- Límite plástico ω_p o LP: porcentaje de humedad mínimo que puede tener un suelo para ser amasado.
- Límite de contracción ω_s o LS: porcentaje de humedad por debajo del cual el suelo no pierde más volumen.

En ingeniería vial interesan principalmente el LL y el LP, cuya diferencia es el índice de plasticidad, que indica la plasticidad del material o sea el rango de humedades dentro del cual el suelo puede ser amasado.

Resumiendo, se puede decir que para suelos gruesos la propiedad más importante es la granulometría, mientras que para suelos finos es la plasticidad.

En la Figura 4.1 se ve la ubicación de los distintos suelos finos, de acuerdo al gráfico de plasticidades de la AASHTO.

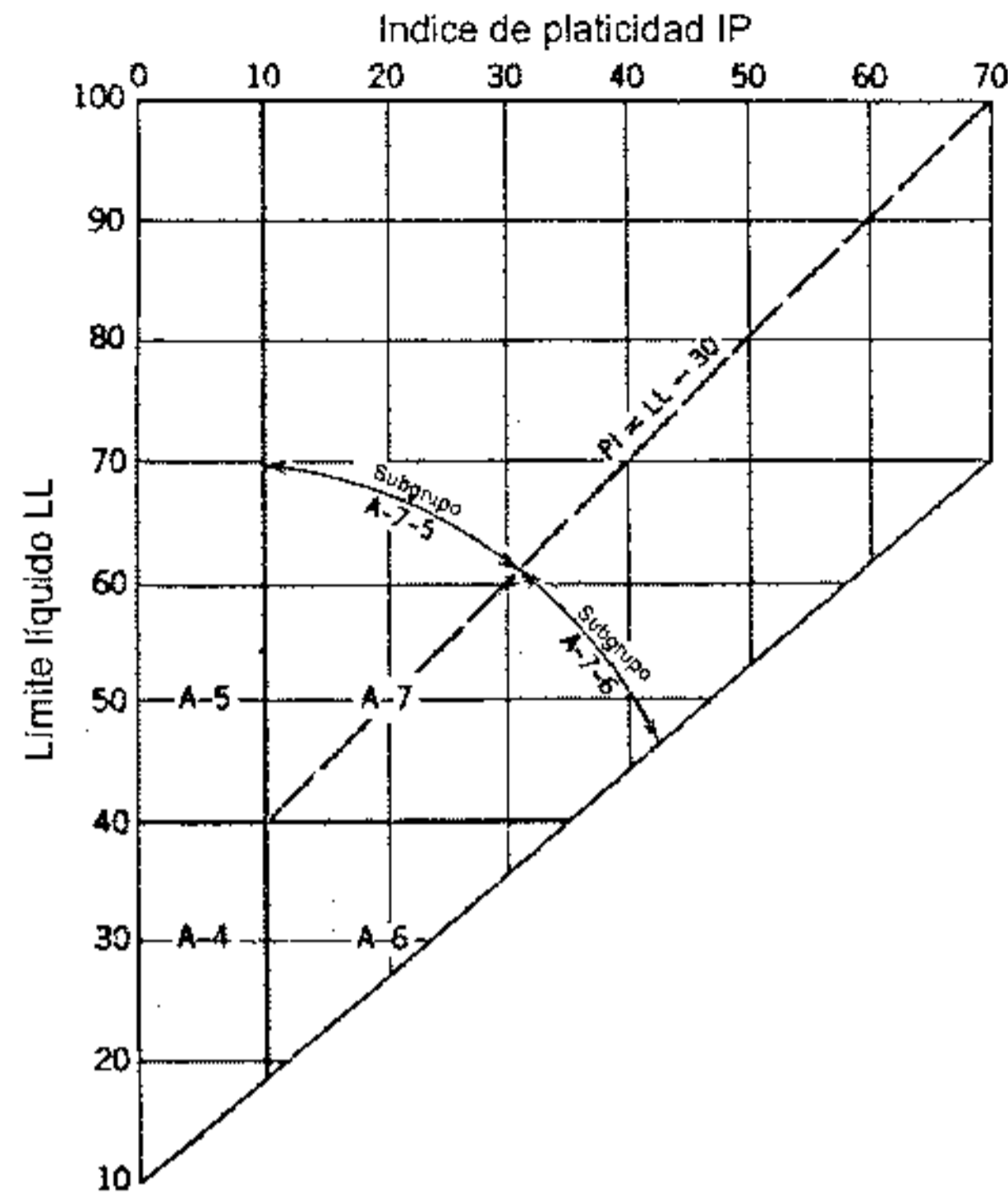


Figura 4.1. Gráfico de plasticidades de la AASHTO

4.2.3. Relación entre humedad y densidad

La relación entre humedad y densidad para un suelo compactado juega un papel muy importante en las propiedades del mismo, especialmente en cuanto a su resistencia y deformabilidad. Así se tienen los ensayos Proctor T-99 (estándar) y T-180 (modificado) que permiten determinar la humedad óptima, es decir la humedad a la que el suelo alcanza su densidad máxima y por lo tanto presenta sus mejores propiedades mecánicas. El valor de esta humedad óptima depende de la energía de compactación brindada al suelo, y en caso de incrementarse ésta, la humedad óptima será menor y la densidad seca máxima mayor, corriéndose el pico de la curva hacia arriba y a la derecha (Figura 4.2).

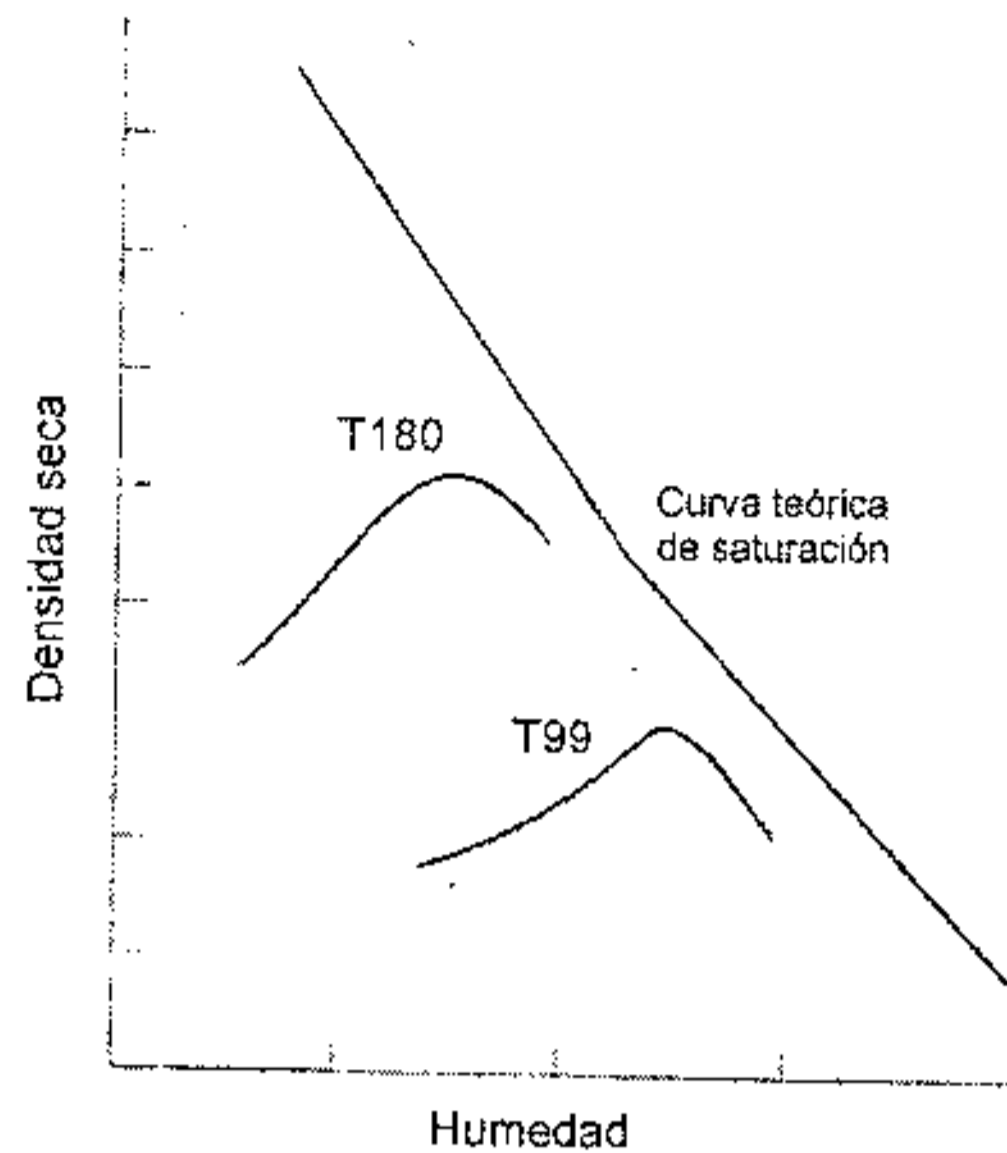


Figura 4.2. Curvas de humedad - densidad de Proctor

Los suelos expansivos son aquellos en los que su volumen se incrementa a mayores contenidos de humedad y requieren especial atención. Para prevenir los potenciales problemas asociados con este tipo de materiales, es importante que ellos no sean sobre-compactados por el lado seco del porcentaje de humedad óptimo. Se recomienda que este tipo de suelos se compacten por el lado húmedo ligeramente en exceso de la humedad óptima determinada por el ensayo AASHTO T- 99, lo cual minimizará la probabilidad de hinchamiento.

Para cualquier procedimiento de diseño, reconocer los efectos de los cambios en las relaciones de humedad – densidad en el diseño resultante es importante. Debido a la variabilidad presente en los procesos constructivos, el Método AASHTO cuenta con una variable separada para tomar en cuenta esta variabilidad.

4.3. ENSAYOS DE RESISTENCIA PARA SUELOS DE SUBRASANTE

Los ensayos destinados a medir la resistencia de un suelo frente a cargas dinámicas de tránsito son muy variados, siendo los más comunes:

- Relación de Valor Soporte California (CBR)
- Valor de resistencia de Hveem (Valor R)
- Ensayo de placa de carga (Valor k)
- Penetración dinámica con cono
- Módulo resiliente

4.3.1. Valor Soporte California

Mide la resistencia del suelo a la penetración de un pistón de 1935 mm^2 (3 pulg²) de área de una probeta de 15 cm (6 pulg) de diámetro y 12.5 cm (5 pulg) de altura, con una velocidad de 1.27 mm/min (0.05 pulg/min). La fuerza requerida para forzar el pistón dentro del suelo se mide a determinados intervalos de

penetración. Estas fuerzas se comparan con las necesarias para producir iguales penetraciones en una muestra patrón que es una piedra partida bien graduada. El CBR es, por definición:

$$\text{CBR} = \frac{\text{carga que produce una penetración de 2.5 mm en el suelo}}{\text{carga que produce una penetración de 2.5 mm en la muestra patrón}} \quad (4.1)$$

y se mide en porcentaje, el cual es muy variable, 2 a 3 % para arcillas plásticas a 70 % o más para materiales granulares de buena calidad. En la Figura 4.3 se muestran curvas de penetración para distintos tipos de suelo.

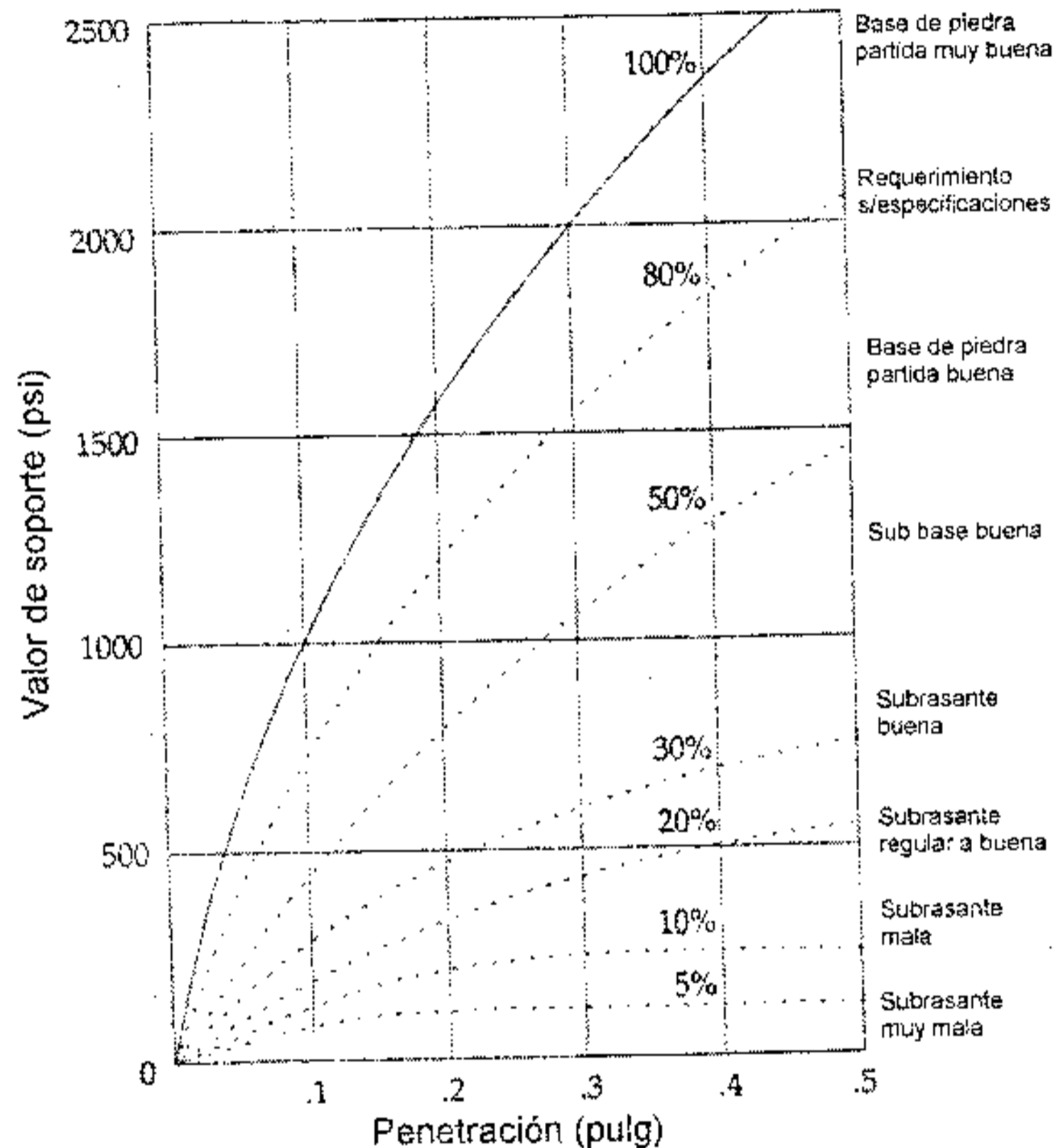


Figura 4.3. Curvas de penetración "CBR" para distintos tipos de suelos

Los suelos finos son compactados a la humedad óptima antes de ser ensayados. Los suelos granulares se compactan a diferentes contenidos de humedad por encima y por debajo del óptimo. Las muestras se sumergen en agua durante 96 horas antes del ensayo para simular las condiciones de saturación y tener así los CBR en las condiciones más críticas. Se pueden agregar pesos a la superficie de la probeta para simular las sobrecargas debidas al peso del paquete estructural.

Dado que este ensayo es, por naturaleza arbitrario, tiene bastantes limitaciones, pero sus mayores ventajas son su simpleza y la gran cantidad de datos existentes y acumulados permiten una buena correlación. Para diseño de pavimentos, la Figura 4.5 provee una buena estimación del CBR.

El método "CBR" para diseño de pavimentos fue uno de los primeros en usarse. Se basa en que a menor valor de CBR de subrasante, se requieren mayores espesores de pavimento para protegerlo de las sollicitaciones de tránsito. En la Figura 4.4 se muestran las curvas de diseño del método CBR.

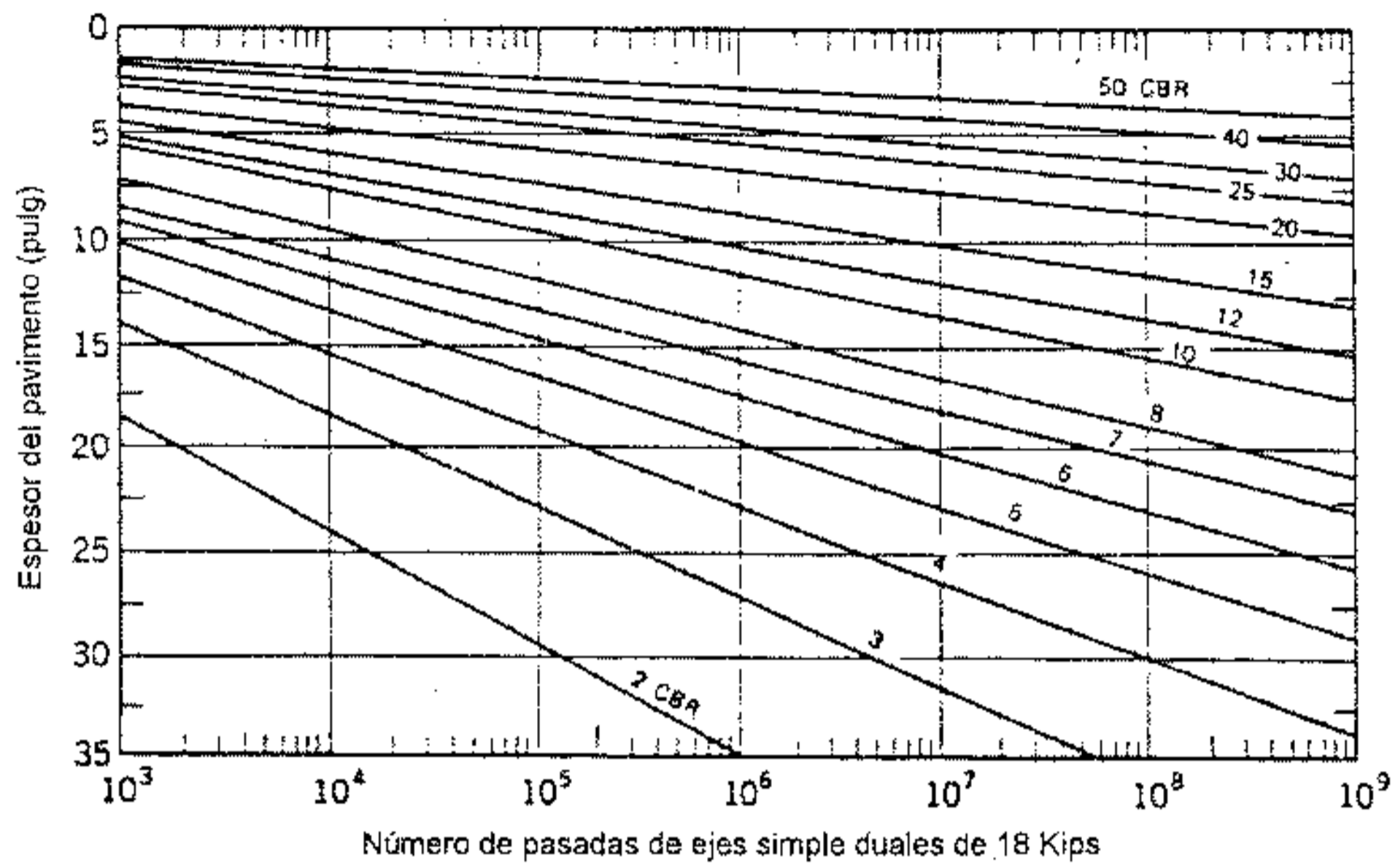


Figura 4.4. Curvas de diseño CBR

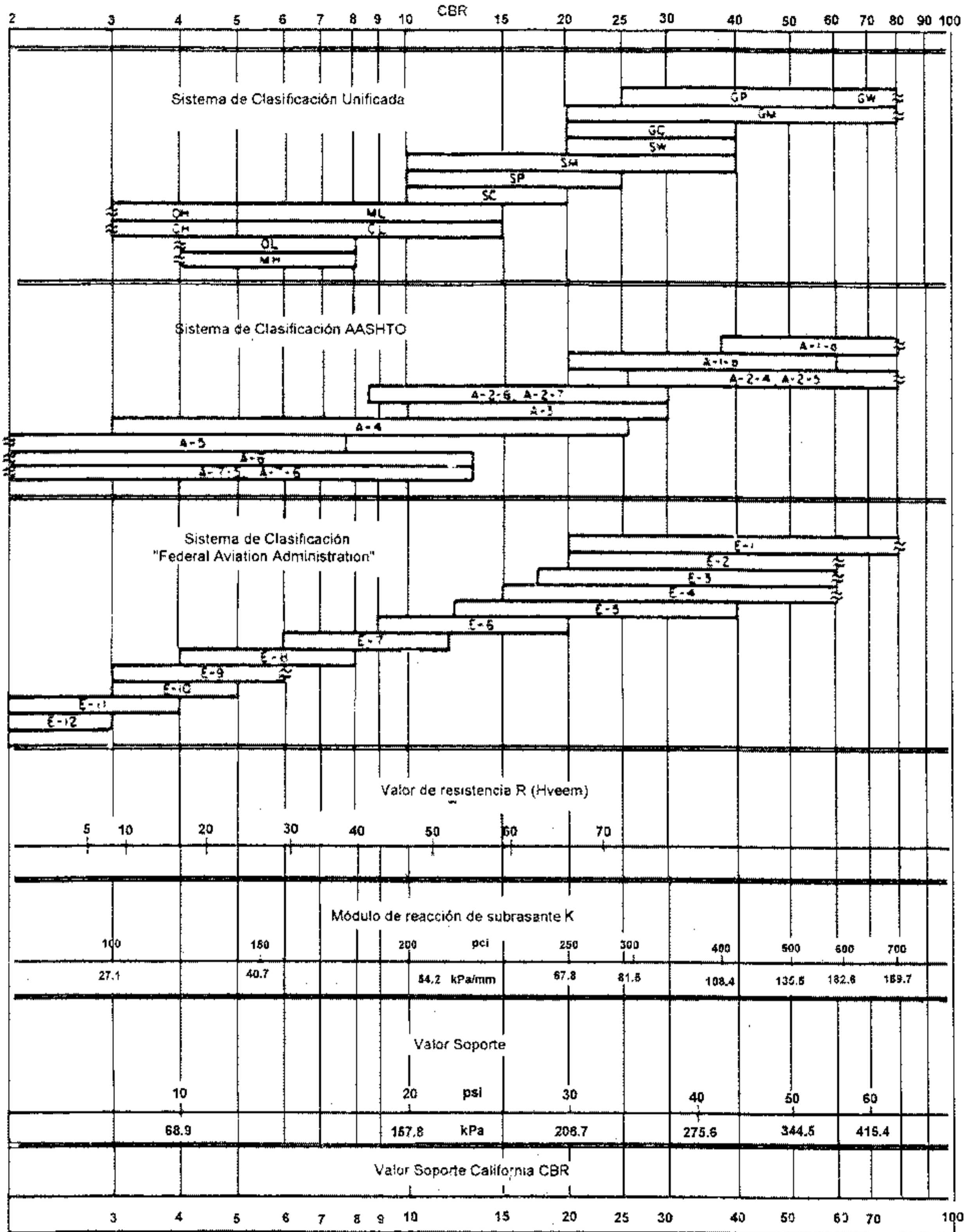


Figura 4.5. Clasificación de suelos relacionada con parámetros de resistencia

4.3.2. Valor de resistencia R de Hveem

El valor R de resistencia de Hveem se obtiene con un ensayo usando el estabilómetro como el indicado en la Figura 4.6.

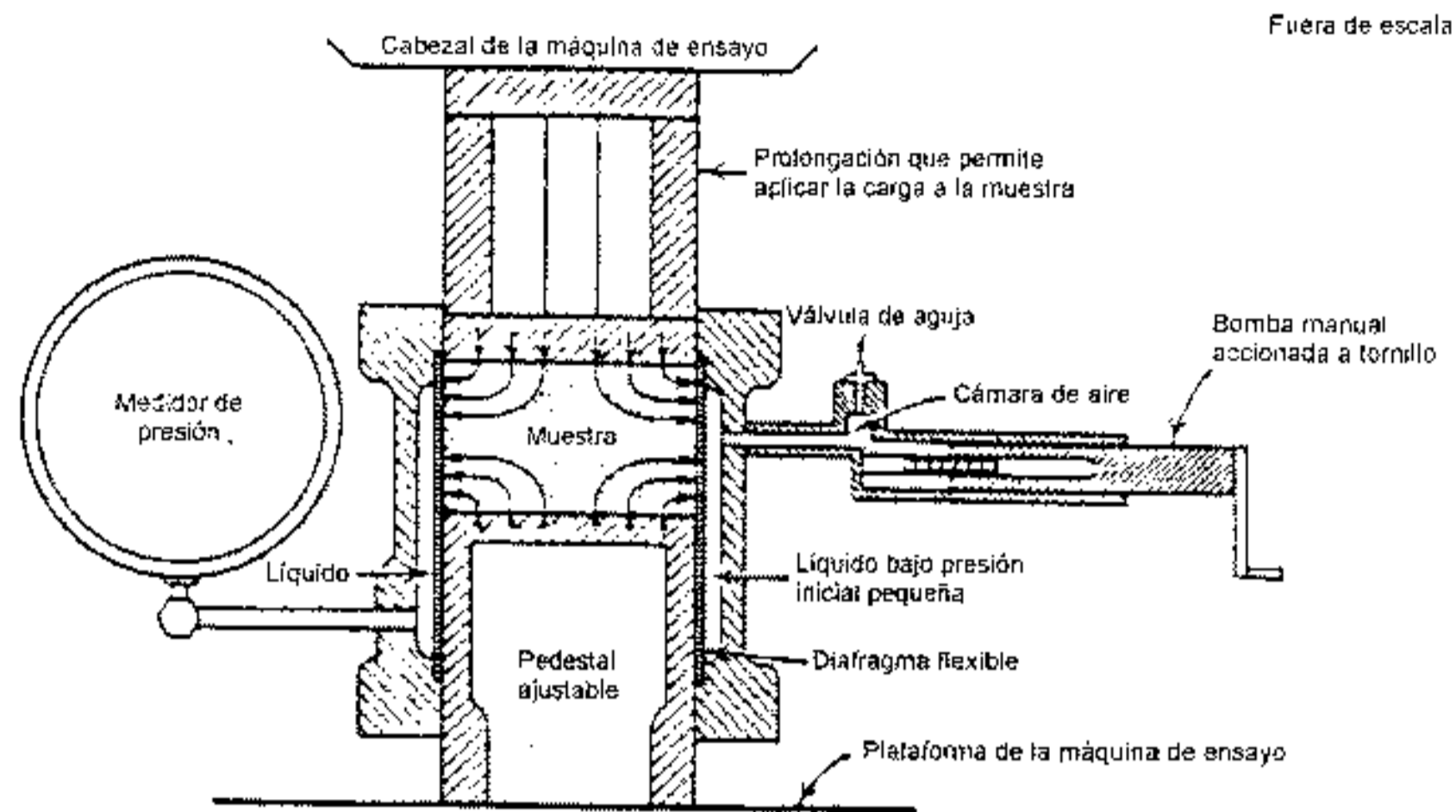


Figura 4.6. Estabilómetro de Hveem

Se usa una probeta cilíndrica de 4" (10 cm) de diámetro y 2.5" (6.3 cm) de altura envuelta en una membrana y sometida a carga vertical sobre la sección completa de la probeta a una presión dada. Se mide la presión horizontal resultante, la que sirve para calcular el valor R:

$$R = 100 - \frac{100}{2.5 \left(\frac{p_v}{p_h} - 1 \right) + 1} \quad (4.2)$$

donde:

p_v = presión vertical aplicada

p_h = presión horizontal en el manómetro

D = desplazamiento horizontal de la muestra, registrado por el número de vueltas de la manivela para pasar de P_h a 7 Kg/cm² (689 kPa o 100 psi)

R se mide para $p_v = 11.2$ Kg/cm² (1102 KPa ó 160 psi)

En realidad este ensayo involucra dos ensayos separados:

- a) El espesor de recubrimiento requerido para resistir la expansión del suelo, determinado por el ensayo de presión de expansión.
- b) El ensayo del valor R evalúa la capacidad del suelo para resistir cargas.

Estos valores han sido correlacionados con el CBR y otras propiedades. En la Figura 4.4 aparecen valores de R para distintos suelos.

4.3.3. Módulo de reacción de subrasante o coeficiente de balasto

Este valor se determina cargando un plato o placa de carga (Figura 4.7) y midiendo la presión necesaria para producir una deformación dada, k es el cociente de presión aplicada y deflexión del plato de carga.

$$k = \frac{P}{\Delta} \quad (4.3)$$

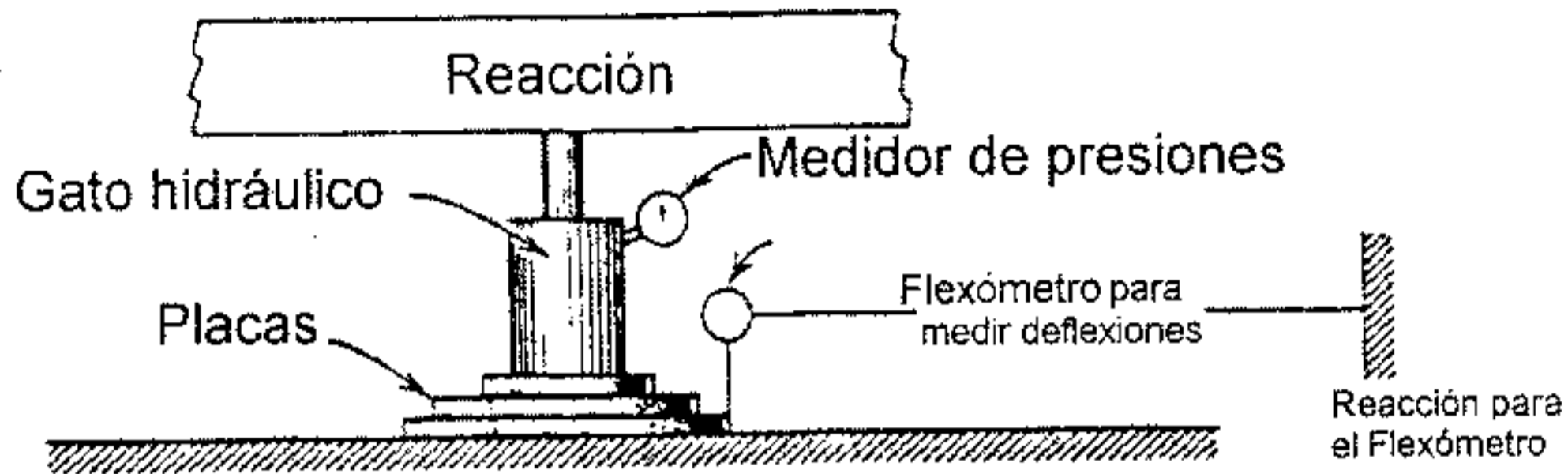


Figura 4.7. Placa de carga

Este ensayo se hace en el campo y requiere un equipo costoso.

Dado que es un ensayo realizado in situ, no puede ser hecho a diferentes densidades y contenidos de humedad para considerar las distintas condiciones de servicio, por lo que se recomienda que el valor k de campo sea ajustado para considerar las condiciones más desfavorables de la subrasante. Este factor de corrección se obtiene como el cociente de la deformación a 10 psi (68.9 KPa o 0.7 Kg/cm²) de presión para un suelo no saturado y saturado.

$$k_{\text{corregido}} = \frac{d}{d_{\text{saturado}}} k_{s/\text{corregir}} \quad (4.4)$$

El valor de k depende del tamaño del plato de carga. Los de 92 cm (36") de diámetro se usan para pavimentos rígidos, mientras que para pavimentos flexibles se usan de 30.5 a 45.7 cm (12 a 18 pulg).

4.3.4. Ensayo de compresión triaxial

Se hacen ensayos triaxiales no consolidados no drenados sobre muestras no saturadas. Las muestras de suelos se compactan estática o dinámicamente con una humedad próxima a la óptima. Las probetas son cilíndricas con tamaños variables entre 1.4" (3.5 cm) de diámetro por 2.8" (7 cm) de altura hasta 6" (15 cm) de diámetro por 12" (30 cm) de altura.

La presión de confinamiento es del orden de la que va a sufrir el suelo in situ y la carga se aplica a una tasa de deformación uniforme de 0.05"/min. Se trazan curvas σ - ϵ para distintas presiones de confinamiento que permiten determinar la carga de rotura y representarlas luego en el conocido diagrama de Mohr para conocer la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Los diseños usando resultados del ensayo triaxial están basados en el principio de que materiales más débiles requieren espesores mayores para proteger la subrasante. En la Figura 4.8 aparece el gráfico de diseño triaxial de Texas con varias clases de materiales de acuerdo a su calidad.

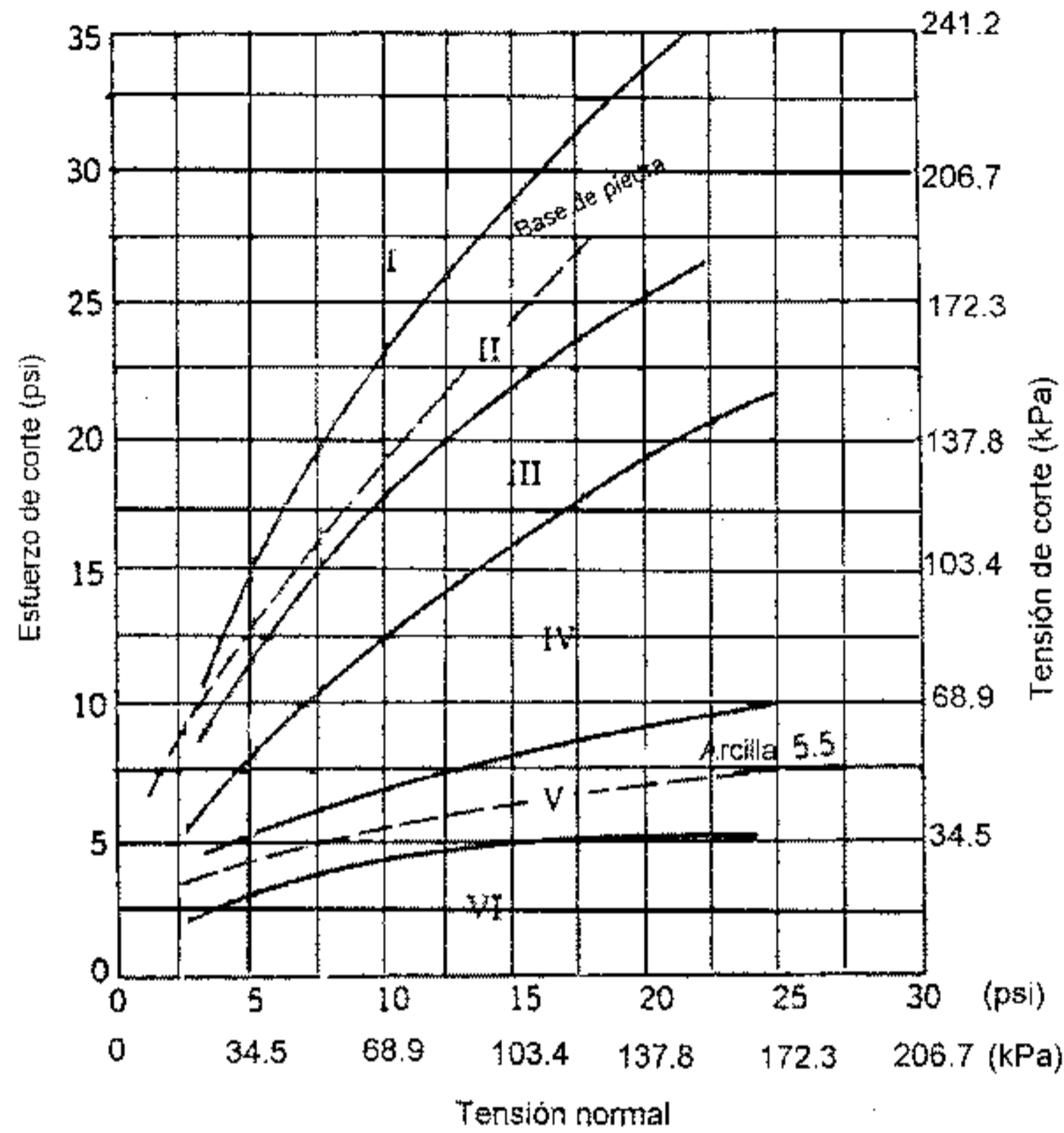


Figura 4.8. Gráfico de clasificación basado en el ensayo triaxial de Texas

4.3.5. Ensayo de penetración dinámica con cono

El cono dinámico es un dispositivo para medir in situ la resistencia de los materiales de los pavimentos y de la subrasante. En la Figura 4.9 se muestra el aparato.

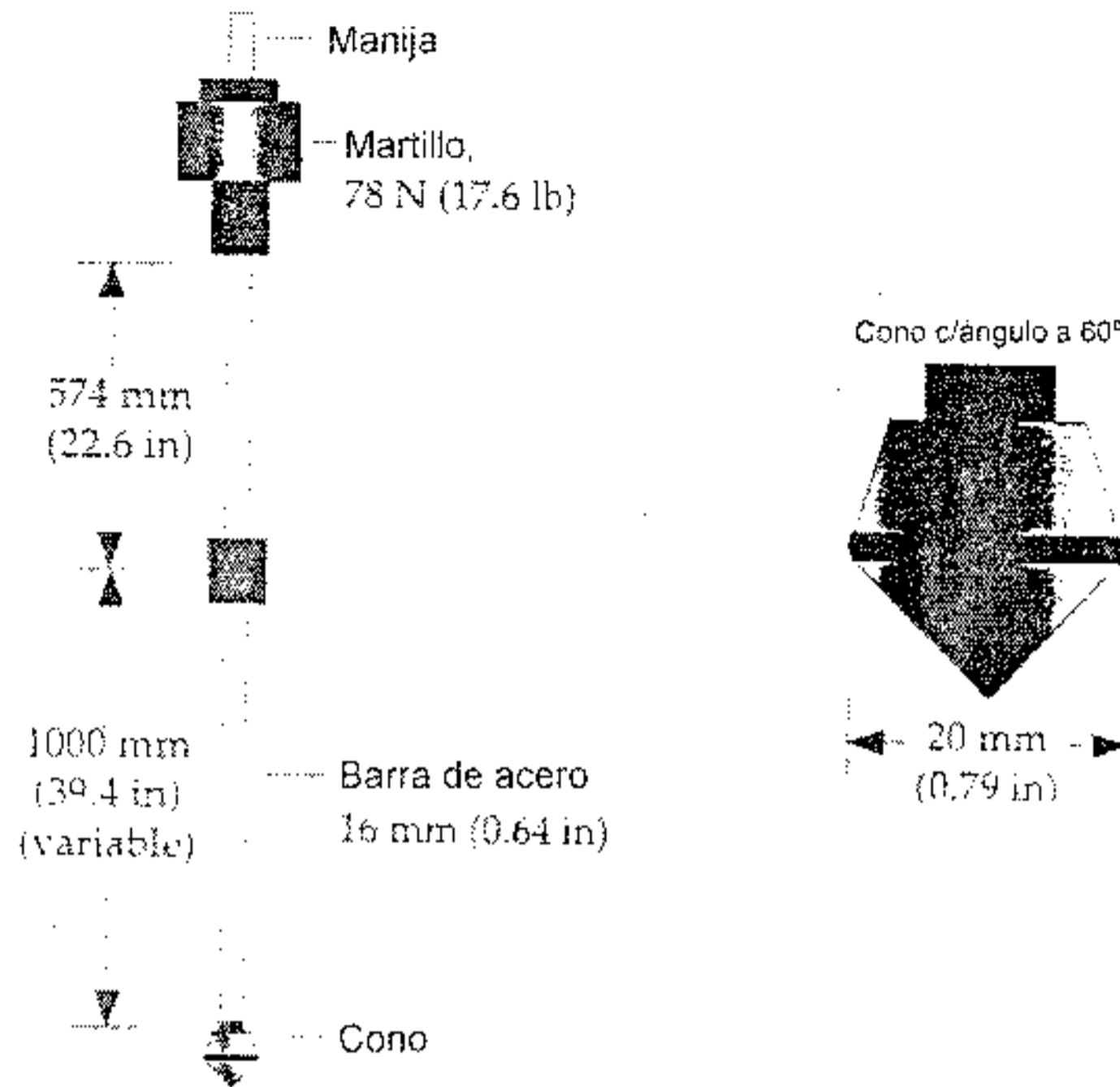


Figura 4.9. Penetrómetro dinámico de cono

Este ensayo se ejecuta hincando el cono dentro del pavimento o subrasante levantando y dejando caer un martillo. Se registra la penetración para cada caída y se la denomina tasa de penetración (penetration rate = PR), en mm/golpe.

El CBR está relacionado con PR por:

$$CBR = \frac{405.3}{PR^{1.259}} \text{ para conos a } 60^\circ \quad (4.5)$$

según Livneh y Harrison

$$CBR = 2.20 - 0.71 \log(DCP)^{1.5} \text{ para conos a } 30^\circ \quad (4.6)$$

siendo:

PR = tasa de penetración en mm/golpe

DCP = tasa de penetración en pulg/golpe

4.3.6. Ensayo de módulo resiliente

Este ensayo fue desarrollado a los efectos de estudiar una propiedad del material que describa mejor el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas de ruedas. Una rueda que se mueve imparte un pulso dinámico a todas las capas del pavimento y a la subrasante. Como respuesta a este pulso dinámico, cada capa de pavimento sufre una deflexión. El pulso de sollicitaciones varía desde un valor muy bajo hasta un máximo en un breve período en función de la velocidad del vehículo.

Este no es un ensayo a rotura y las muestras no fallan durante la ejecución del mismo, el ensayo provee una indicación del comportamiento del material bajo cargas repetidas. A medida que el material está sujeto a la acción de la carga, se deforma y recupera cuando se quita la carga, sin embargo, el material nunca se recupera a su forma original y alguna deformación permanente (no recuperable) ocurre. Esta deformación se denomina plástica, mientras que la deformación recuperable es la deformación "resiliente". La magnitud relativa de las deformaciones plástica y resiliente influyen el comportamiento del material.

Las muestras son cilíndricas y se confinan en una cámara triaxial que permite una gran variedad de presiones de confinamiento a aplicar a la probeta. Mediante un dispositivo especial se pueden aplicar cargas pulsantes de distinta magnitud y duración. En el ensayo se registra la deformación sufrida por la probeta.

El ensayo sigue las normativas AASHTO T 294 - 921 y se divide en dos procedimientos: uno es para materiales Tipo 1, es decir materiales granulares no ligados y subrasantes con menos del 70 % de PT No. 10 y menos del 20 % de PT No. 200; y el otro es para materiales Tipo 2, o sea subrasantes que no cumplen los requerimientos para materiales Tipo 1 y aquí se incluyen los suelos A-4, A-5, A-6, A-7 y en algunos casos los A-1-b, A-2 y A-3.

4.3.6.1. Datos a registrar

4.3.6.1.1. Cargas

La carga aplicada a la probeta debe ser registrada para cada ensayo y se lo hace con una célula de carga electrónica. La presión de confinamiento puede ser registrada fácilmente con un medidor de presiones. Para suelos finos la variable que interesa es la tensión desviadora $\sigma_1 - \sigma_3$, mientras que para suelos granulares interesa la tensión volumétrica $\theta_3 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

4.3.6.1.2. Deformaciones

Debido a las cargas dinámicas repetidas, la probeta sufre deformaciones verticales, cuya relación con la carga desviadora está indicada en la Figura 4.10. Como puede verse, la deformación vertical consta de dos componentes, la permanente ϵ_p , que no se recupera cuando la carga es removida y la resiliente ϵ_r , que es recuperable cuando cesa la carga.

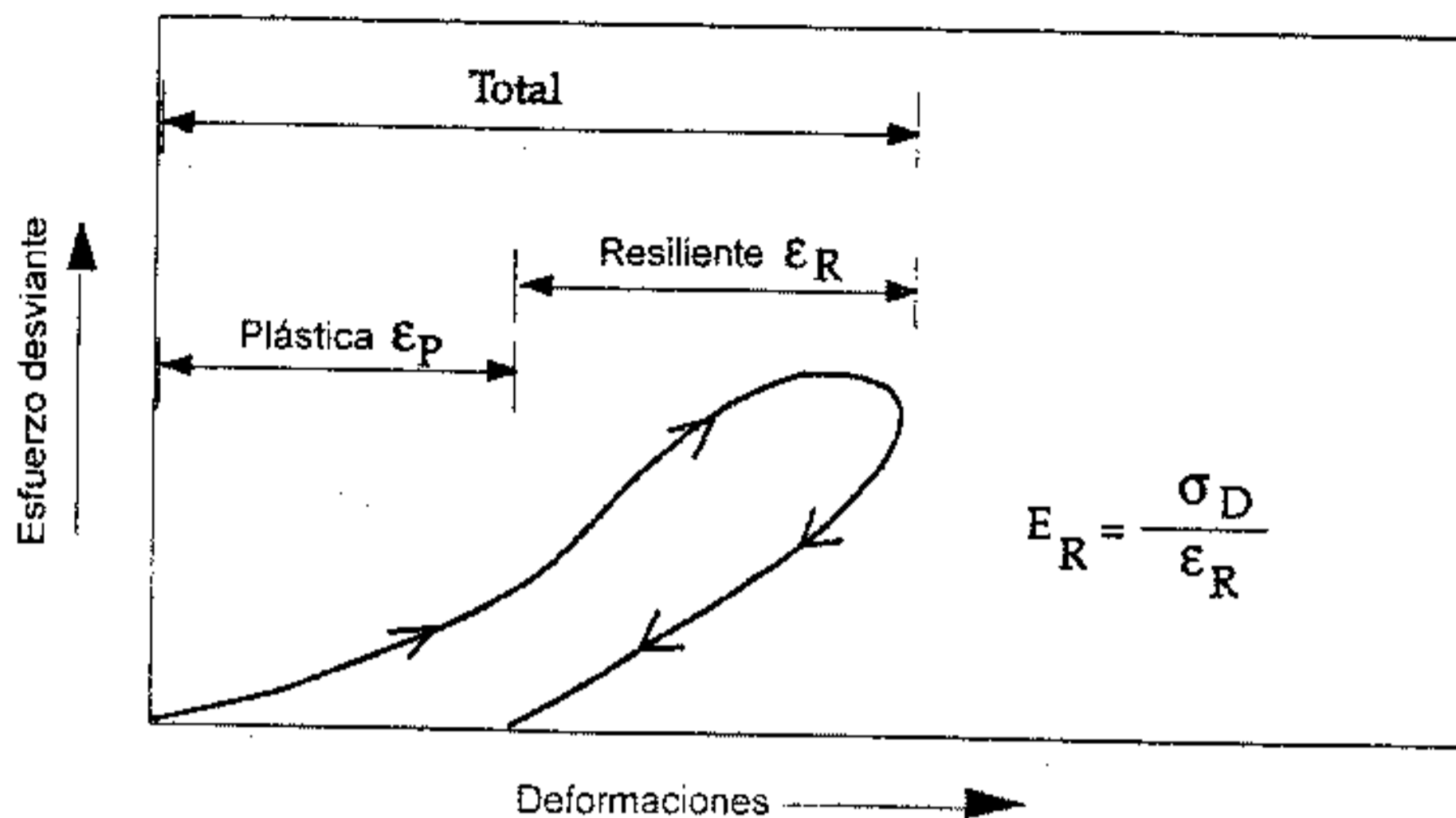


Figura 4.10. Explicación de deformaciones permanentes y recuperables (resilientes)

4.3.6.2. Equipo para hacer el ensayo

Para realizar este ensayo es necesario contar con el siguiente equipo:

- Cámara triaxial
- Dispositivo para carga repetitiva
- Equipo para registrar cargas y deformaciones
- Equipo para preparación de las probetas

4.3.6.2.1. Cámara triaxial

En la Figura 4.11 se representa la cámara triaxial necesaria para hacer este ensayo. Es similar a cualquier cámara triaxial, pero un poco más grande para acomodar el mecanismo interno de medida de cargas (célula de carga). La deformación de la probeta se mide externamente.

4.3.6.2.2. Dispositivo de carga repetitiva

Es un sistema electrohidráulico que es capaz de proporcionar magnitudes variables de cargas repetidas para ciclos prefijados de cargas y períodos de reposo. En general la carga se aplica en 0.1 seg y hay un período de reposo de 1 seg.

4.3.6.2.3. Equipo de medida de cargas y deformaciones

La carga se mide mediante una célula de carga eléctrica ubicada entre la cabeza de la muestra y el pistón de carga (ver Figura 4.11). La capacidad de esta célula varía entre 100 (0.4 KN) y 1400 lbs (6.2 KN). Las presiones de cámara se miden mediante manómetros, piezómetros o transductores de presión con una precisión de 0.1 psi (0.7 KPa o 0.007 Kg/cm²). La medición de la deformación de la probeta se realiza con dos transductores LVDT ubicados a cada lado de la probeta.

Para determinar el módulo resiliente es necesario registrar toda la deformación axial de la probeta a lo largo de todo el ensayo. Para procesar los datos es muy conveniente contar con una computadora tipo PC conectada con los dispositivos de medida.

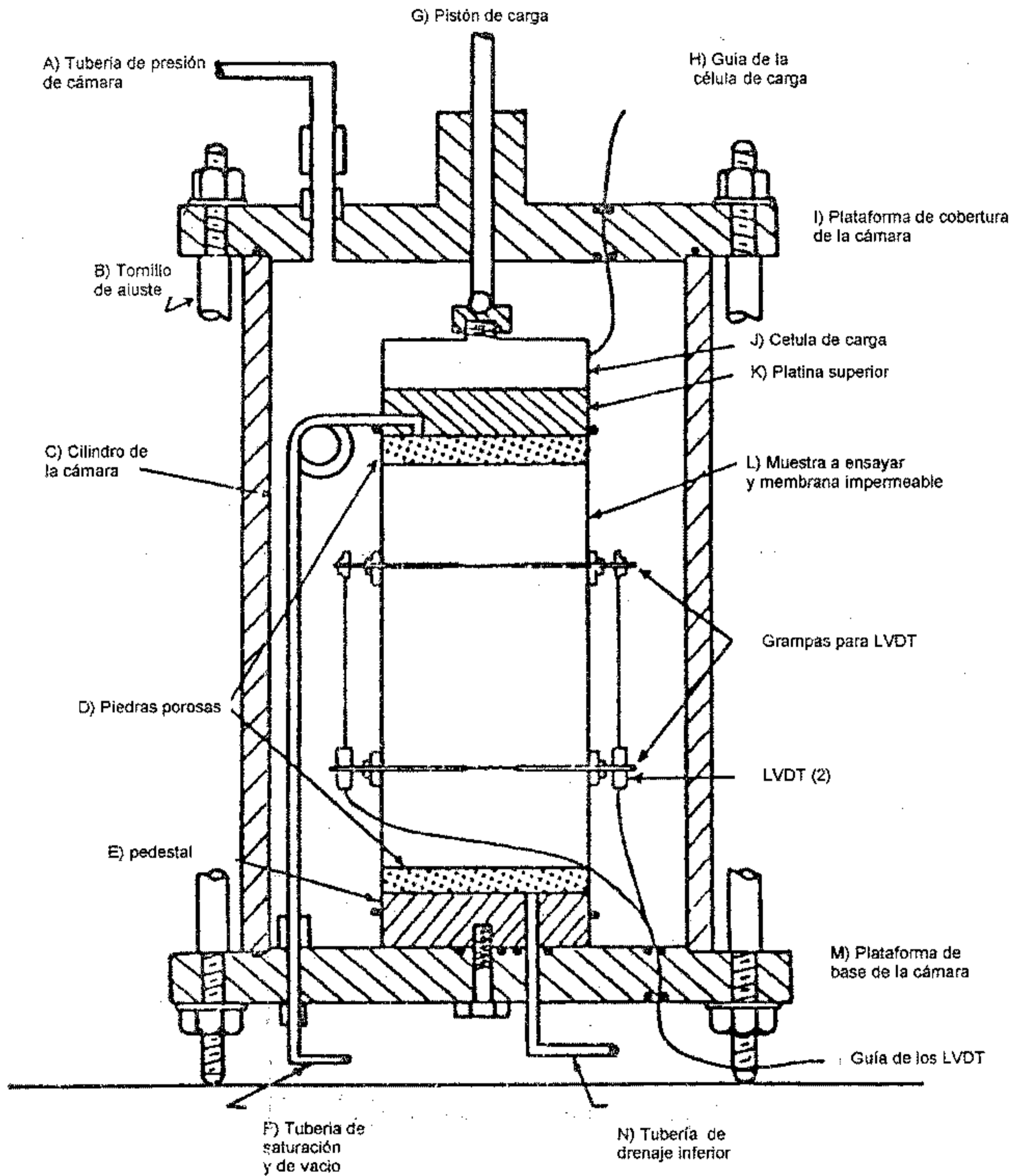


Figura 4.11. Aparato para ensayo del módulo resiliente

4.3.6.3. Cálculo de M_R

Se calcula con la expresión $M_R = \sigma_d / \epsilon_R$ (4.7)

siendo:

σ_d = Esfuerzo desviador repetitivo aplicado = $\sigma_1 - \sigma_3$

ϵ_R = deformación resiliente (recuperable)

4.3.6.3.1. Suelos finos (Materiales Tipo 2 según AASHTO T-294)

La relación que liga M_R con σ_D es:

$$M_R = K_1(\sigma_D)^{K_2} \quad (4.8)$$

siendo

$\sigma_D = \sigma_1 - \sigma_2$

K_1 y K_2 son constantes de los materiales

En la Figura 4.12 se ve como un incremento del esfuerzo desviador produce una disminución del módulo resiliente, fenómeno conocido como ablandamiento por tensiones (stress softening) que es muy común en suelos finos. En la figura se observa también el efecto de la presión de confinamiento σ_3 sobre el material. Cuando σ_3 aumenta, también M_R se incrementa debido al incremento de soporte lateral de la muestra. El módulo resiliente parece ser menos sensible a la presión de confinamiento bajo tensiones desviadoras altas.

Al módulo resiliente le afectan otros factores tales como contenido de humedad y número de ciclos.

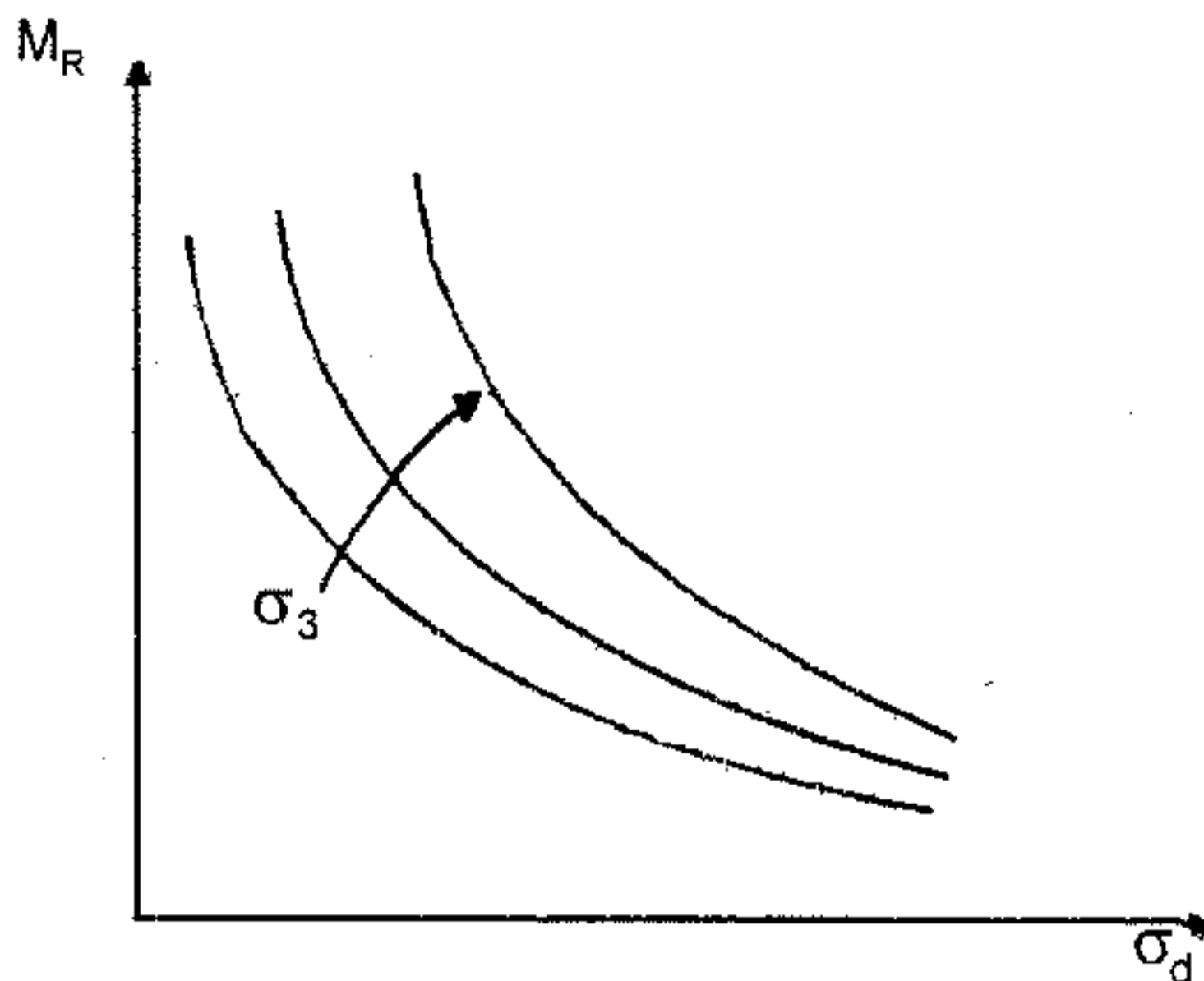


Figura 4.12. Variación del módulo resiliente en función de la presión de confinamiento

4.3.6.3.2. Materiales granulares (Materiales Tipo 1 según AASHTO T-294)

El comportamiento del módulo resiliente para materiales granulares es totalmente distinto al explicado en el apartado anterior. En este caso, el módulo se incrementa a medida que aumentan las tensiones. Esto es lo que se conoce como rigidización por tensiones (stress hardening). Esto es debido al aumento de la trabazón entre partículas. En este caso:

$$M_R = K_1(\theta_3)^{K_2} \quad (4.9)$$

siendo:

θ_3 = tensión volumétrica = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

K_1, K_2 = constantes del material

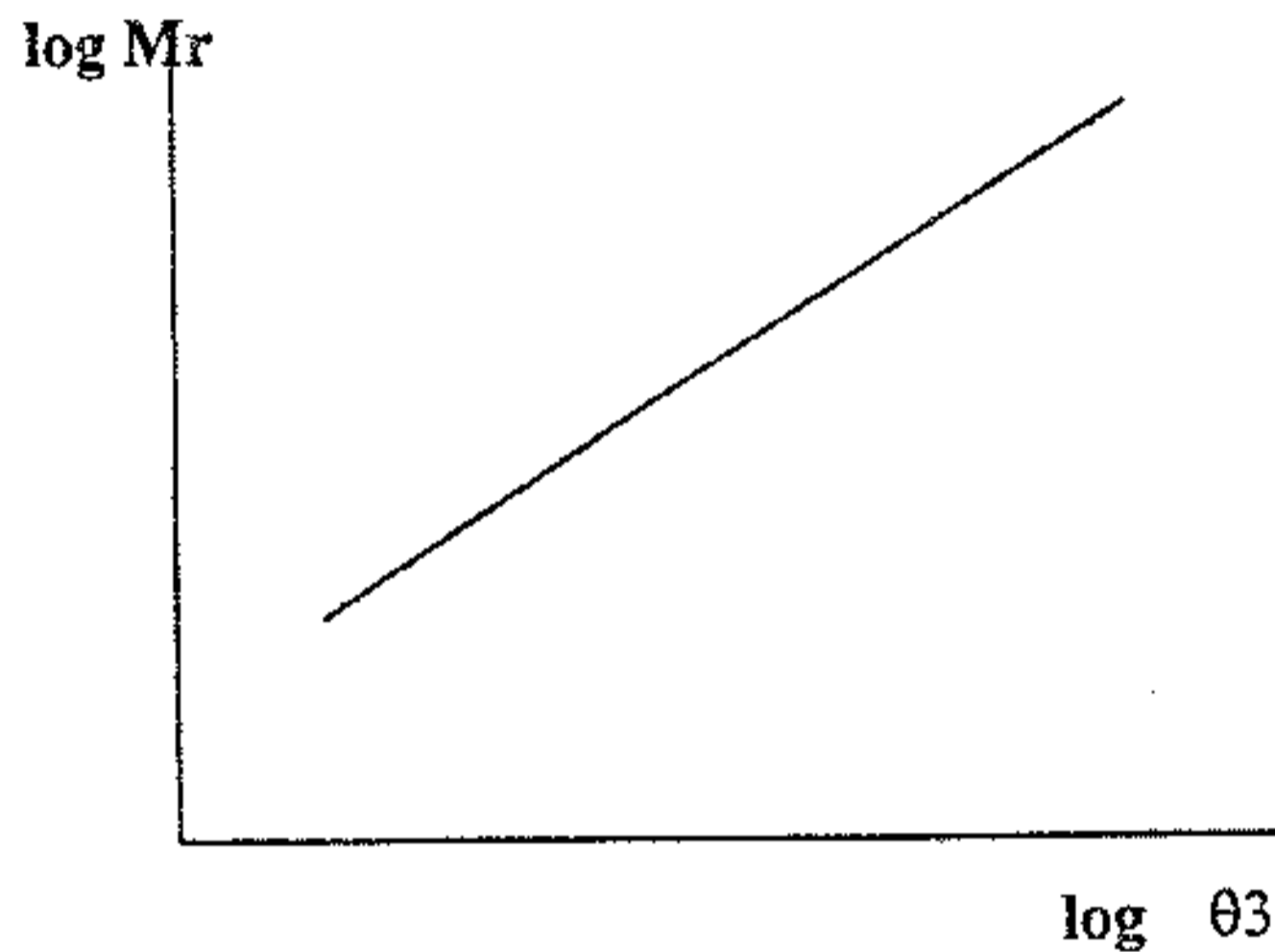


Figura 4.13. Variación del módulo resiliente con la tensión volumétrica

4.3.6.4. Influencia de las propiedades de los suelos

El ensayo del módulo resiliente es mucho más sensible a las propiedades de los suelos que otros ensayos de resistencia. Una buena cualidad de este ensayo es que, al no romper la probeta, se puede someter a ésta a diferentes niveles de tensiones, ahorrando tiempo en preparación de probetas y evitando errores. Las probetas pueden ser preparadas para contenidos de humedad variables y diferentes grados de compactación.

El contenido de humedad de un suelo tiene un tremendo impacto en el módulo resiliente. El módulo disminuye fuertemente cuando se incrementa el contenido de humedad. Esto obliga a hacer ajustes de los valores del módulo cuando el pavimento se satura en determinados períodos.

Además de la humedad, la temperatura tiene una gran influencia, especialmente en zonas sometidas a ciclos de congelación y deshielo. A mayor número de ciclos de congelación y deshielo, mayor será la pérdida de módulo resiliente.

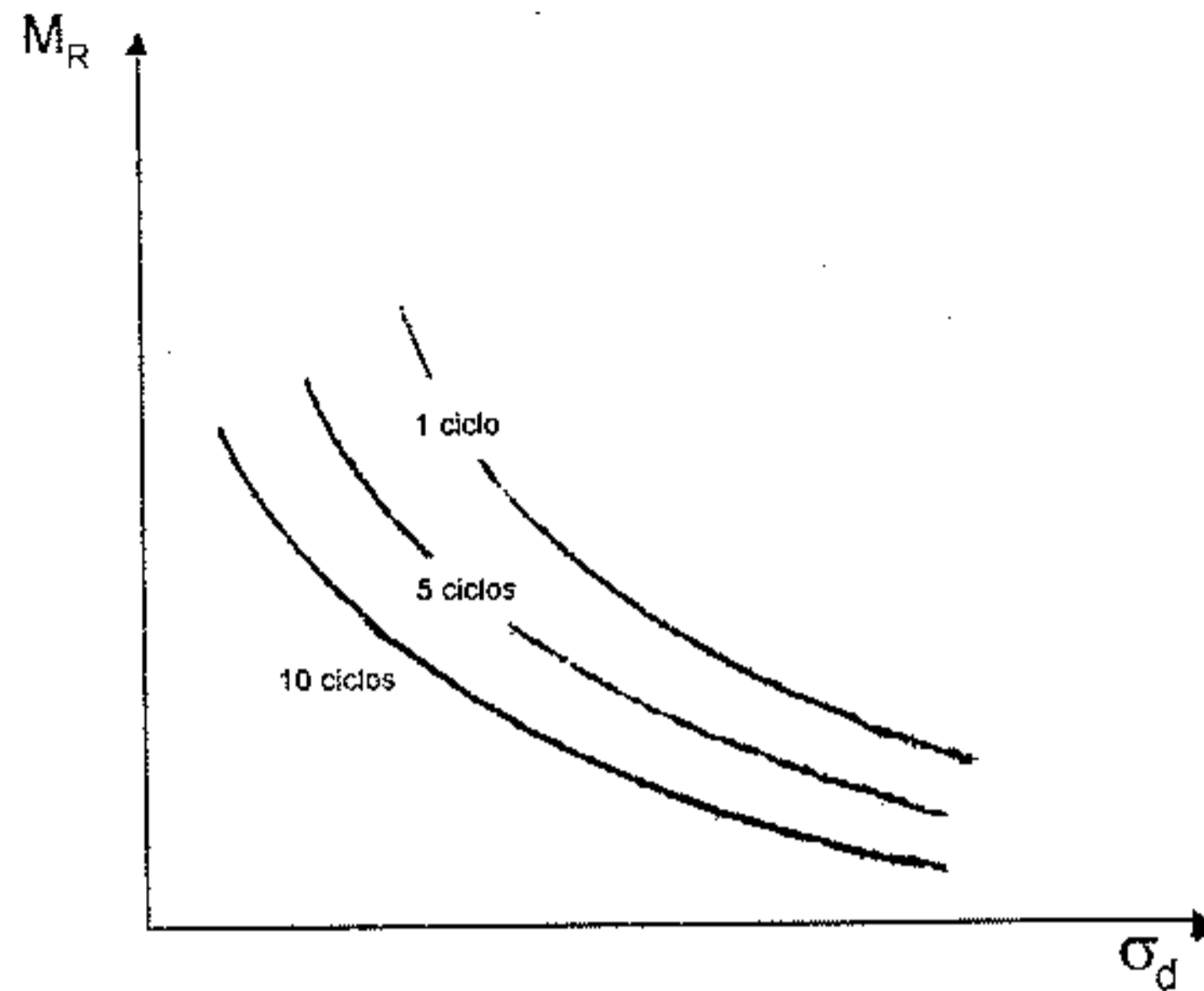


Figura 4.14. Variación de M_R con σ_d y número de ciclos de congelación y deshielo

Es muy difícil asignar valores típicos de módulo resiliente para cada tipo de suelo. El valor no sólo está afectado por variables de construcción, sino también por tipo de suelo, granulometría y contenido de humedad. Cada repartición vial debe investigar los suelos de su zona para encontrar correlaciones con el módulo resiliente que sirvan para futuros proyectos.

Thompson y Robnett encontraron relaciones entre el módulo resiliente y el contenido de humedad para tensiones desviadoras $\sigma_D = 6$ psi (41.3 KPa):

$$\text{Si } \gamma_D < 1600 \text{ Kg/m}^3 \implies M_R = 27.06 - 0.526 \omega$$

$$\text{Si } \gamma_D > 1600 \text{ Kg/m}^3 \implies M_R = 18.18 - 0.404 \omega$$

siendo:

ω = humedad volumétrica, en %

M_R = módulo resiliente, en ksi

4.3.6.5. El módulo resiliente en el diseño de pavimentos

En la Guía de diseño AASHTO 1993, el módulo resiliente reemplaza al CBR como variable para caracterizar la subrasante, subbase y base. En el método AASHTO deben usarse valores medios resultantes de los ensayos de laboratorio dado que las incertidumbres son tomadas en cuenta en la confiabilidad R. Es importante utilizar valores a la densidad y contenido de humedad que los suelos desarrollarán cuando se encuentren en servicio.

El diseño de pavimentos flexibles es extremadamente sensible a esta variable y por tanto debe ser estudiada y definida con el mayor cuidado.

El procedimiento de diseño requiere de la introducción de un valor "efectivo", que considere el efecto combinado de todos los módulos estacionales que se producen a lo largo del año por diferentes condiciones de humedad. El procedimiento para establecer el Módulo Resiliente Efectivo es el siguiente:

- a) Se realizan ensayos de M_R en laboratorio sobre muestras representativas de suelo bajo condiciones de tensión y humedad que simulan las que tienen lugar a lo largo del año. Con esto se establece una relación de laboratorio entre módulo resiliente y contenido de humedad. En general se usa una tensión desviadora de 6 psi (41 KPa) o mayor para repetir las condiciones del AASHTO Road Test.
- b) Se determina el módulo resiliente in situ en función de las deflexiones medidas en pavimentos en servicio para diferentes condiciones de humedad. Este módulo resiliente se debe ajustar para reflejar la posible diferencia entre resultados de laboratorio y valores medidos in situ. El procedimiento para realizar esto se describe en la Parte III, Capítulo 5 de la Guía AASHTO.
- c) Se pueden estimar valores normales (o de verano) de M_R en función de propiedades conocidas del suelo y usar relaciones empíricas para estimar las variaciones estacionales. Por ejemplo, el M_R por deshielo en primavera es de un 10 a un 20 % del M_R normal de verano, y el correspondiente al suelo congelado es de dos órdenes de magnitud mayor que el valor normal. El tiempo de recuperación para que el módulo se incremente desde el valor de deshielo hasta el 80 % del valor normal es típicamente entre 35 a 65 días.

En base a esto se divide el año en períodos en los cuales M_R es constante. Este período no debe ser menor a 15 días y todos los períodos deben ser iguales.

Con cada valor de M_R se determina, mediante el ábaco de la Figura 4.15, el valor del daño relativo u_f o bien puede usarse la expresión:

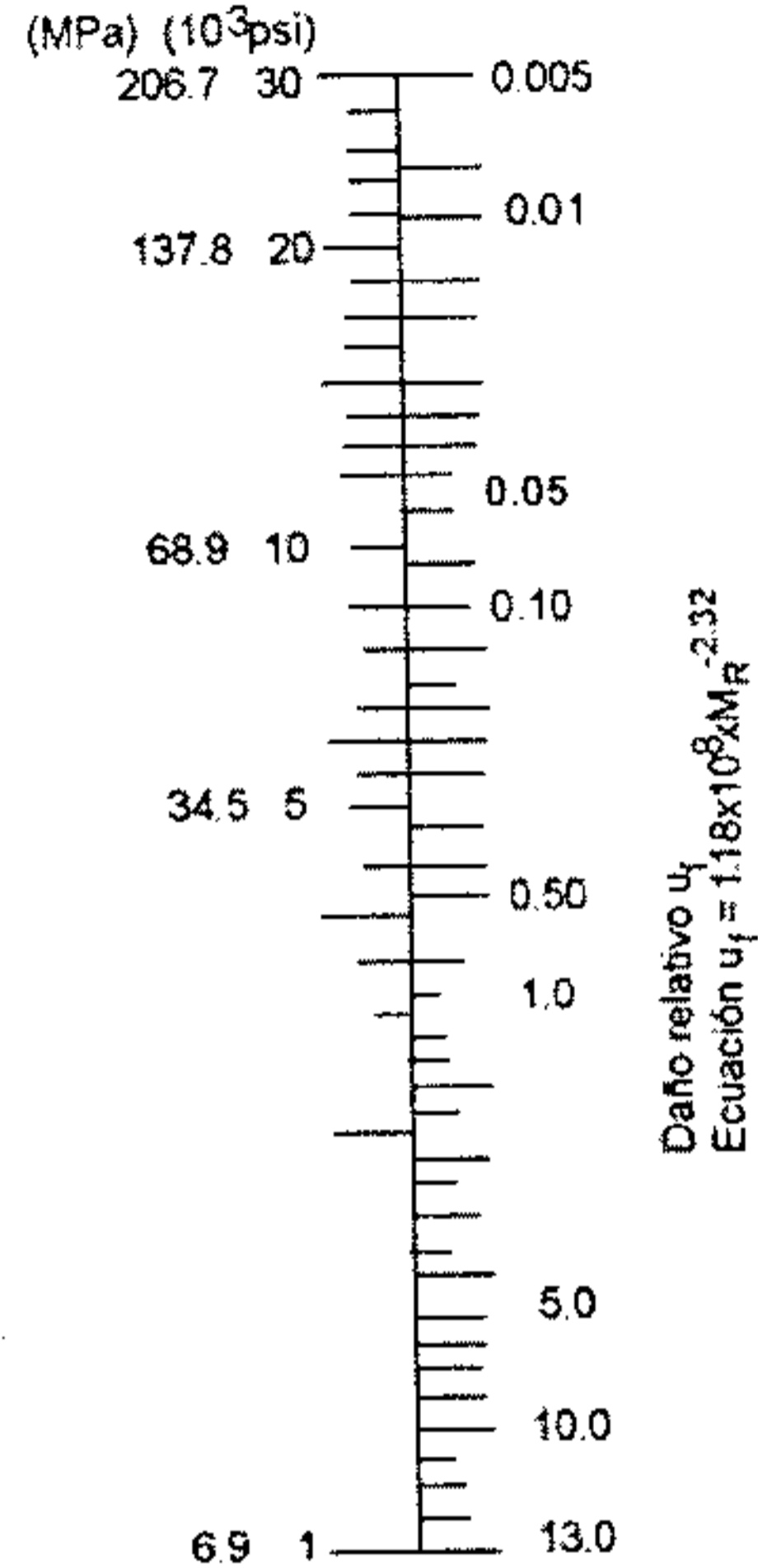
$$u_f = 1,18 * 10^8 * M_R^{-2.32} \quad (4.11)$$

Luego se determina un daño relativo promedio anual sumando todos los valores de u_f y dividiendo por el número de períodos.

El M_R Efectivo de la subrasante es el que corresponde al u_f promedio ya determinado y éste es el valor a considerar en el diseño de un pavimento flexible.

Mes	Módulo resiliente de la subrasante MR (psi)	Daño relativo u_f
Enero		
Febrero		
Marzo		
Abril		
Mayo		
Junio		
Julio		
Agosto		
Septiembre		
Octubre		
Noviembre		
Diciembre		
Suma		

Módulo resiliente de la subrasante M_R



$$u_f = \sum_n u_f =$$

Figura 4.15. Gráfico para estimar el módulo resiliente efectivo

4.3.6.6. El módulo de reacción de subrasante en el diseño de pavimentos

A continuación se detalla los pasos establecidos por AASHTO para la determinación del Módulo Efectivo k para el diseño de pavimentos rígidos. El procedimiento requiere de 8 pasos:

1. Identificar las combinaciones o niveles de factores que deben ser considerados e introducirlos en el encabezamiento de la tabla 4.1
 - Tipo de sub bases con resistencias y valores de módulo
 - Espesor de sub base

- Pérdida de soporte LS
- Profundidad a la fundación rígida
- Espesor de losa estimada

Tabla 4.1. Ejemplo Completo

Tipo de sub base: Granular

Espesor (pulg): 6

Pérdida de soporte LS: 1

Profundidad a la fundación rígida (pies): 5

Espesor de losa proyectado (pulg): 9

Mes	Módulo de subrasante M_R (psi) (MPa)	Módulo de subbase E_{SB} (psi) (MPa)	Valor compuesto de k (pci) (kPa/mm)	Valor de k en fundación rígida (pci) (kPa/mm)	Daño relativo u_r
1	2	3	4	5	6
Enero	20000 (137.8)	50000 (344.5)	1100 (298.1)	1350 (365.9)	0.35
Febrero	20000 (137.8)	50000 (344.5)	1100 (298.1)	1350 (365.9)	0.35
Marzo	2500 (17.2)	15000 (103.3)	160 (43.4)	230 (62.3)	0.86
Abril	4000 (27.6)	15000 (103.3)	230 (62.3)	300 (81.3)	0.78
Mayo	4000 (27.6)	15000 (103.3)	230 (62.3)	300 (81.3)	0.78
Junio	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Julio	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Agosto	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Septiembre	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Octubre	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Noviembre	4000 (27.6)	15000 (103.3)	230 (62.3)	300 (81.3)	0.78
Diciembre	20000 (137.8)	50000 (344.5)	1100 (298.1)	1350 (365.9)	0.35
				Σu_r	7.25

Promedio $u_r = \Sigma u_r / n = 7.25 / 12 = 0.60$

Módulo efectivo de reacción de subrasante k (pci) = 540

Corrección por pérdida de soporte k (pci) = 170

k (kPa/mm) = 46.1

Para cada combinación de estos factores se debe hacer una tabla separada y determinar el correspondiente módulo de reacción de subrasante.

2. Identificar el módulo resiliente de la subrasante por mes y escribirlo en la columna 2.
3. Establecer valores de módulo resiliente para subbase E_{SB} mensuales en la columna 3.

4. Estimar el valor de k por efecto combinado de subrasante y subbase para cada mes suponiendo que la subrasante tiene espesor infinito (la capa rígida se encuentra a más de 3 m de profundidad). Poner este valor en la columna 4 (ver Figura 4.16).
5. Poner el valor de k que incluya el efecto de la fundación rígida cercana a la superficie, si se encuentra a menos de 3 m de profundidad. Esto se hace con el ábaco de la Figura 4.17. Este valor se pone en la columna 5.
6. Se estima el espesor de losa requerida y con la Figura 4.18 se determina el daño relativo en función de k para cada mes. Este valor de u_f se pone en la columna 6.
7. Se suman todos los valores de u_f y se saca el promedio. El valor efectivo de k es el que corresponde al valor medio de u_f para el espesor de losa proyectado (Ver Figura 4.18).
8. Se ajusta el valor efectivo de k para tener en cuenta la pérdida de soporte de la subbase, LS , por erosión. Este ajuste se hace por medio de la Figura 4.19. Con este valor calculado se procede al diseño del pavimento rígido.

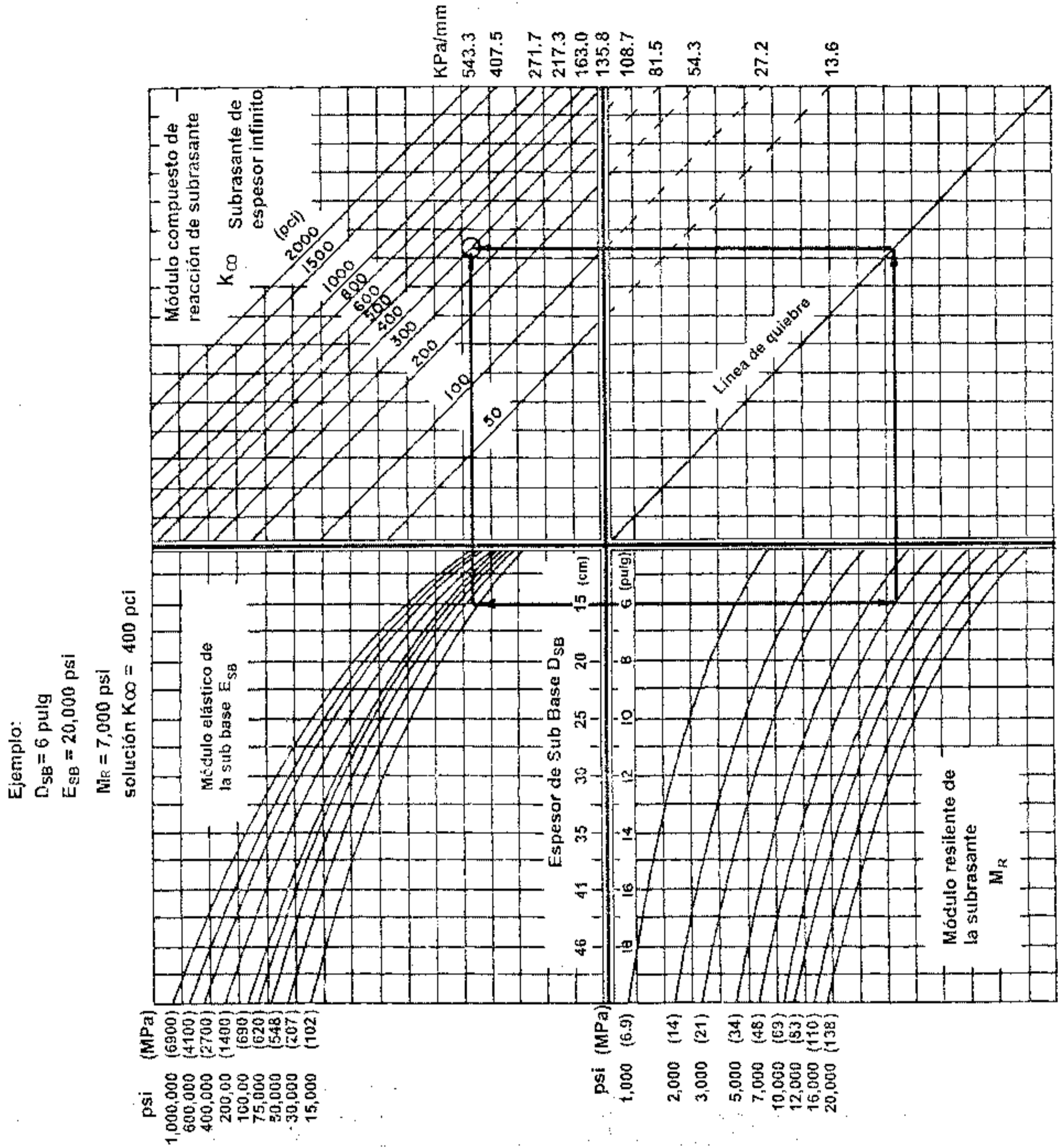


Figura 4.16. Abaco para estimar el módulo compuesto de reacción de subrasante, considerando una profundidad infinita de una capa rígida

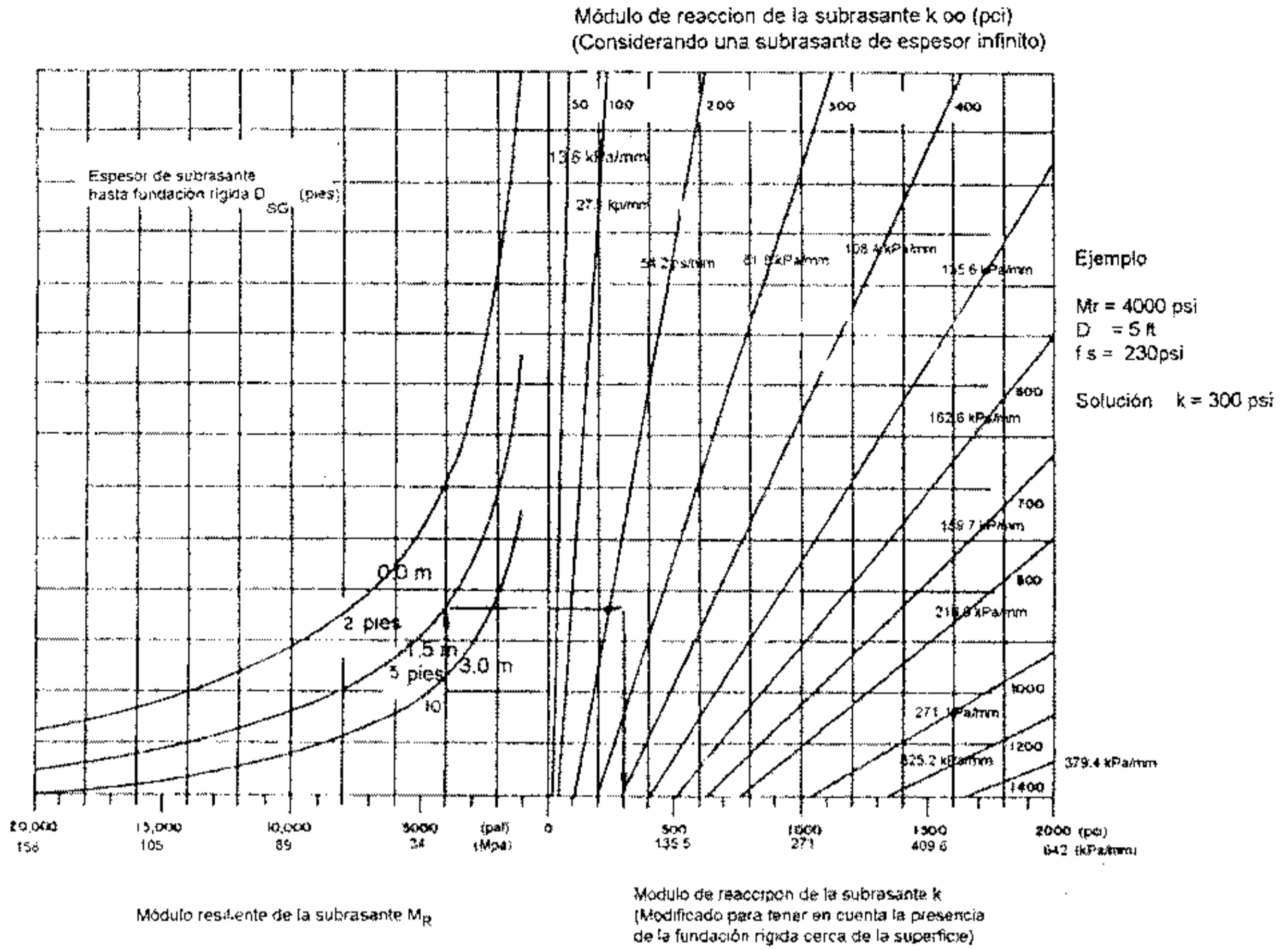


Figura 4.17. Ábaco para modificar el módulo de la subrasante para considerar capa rígida cerca de la superficie

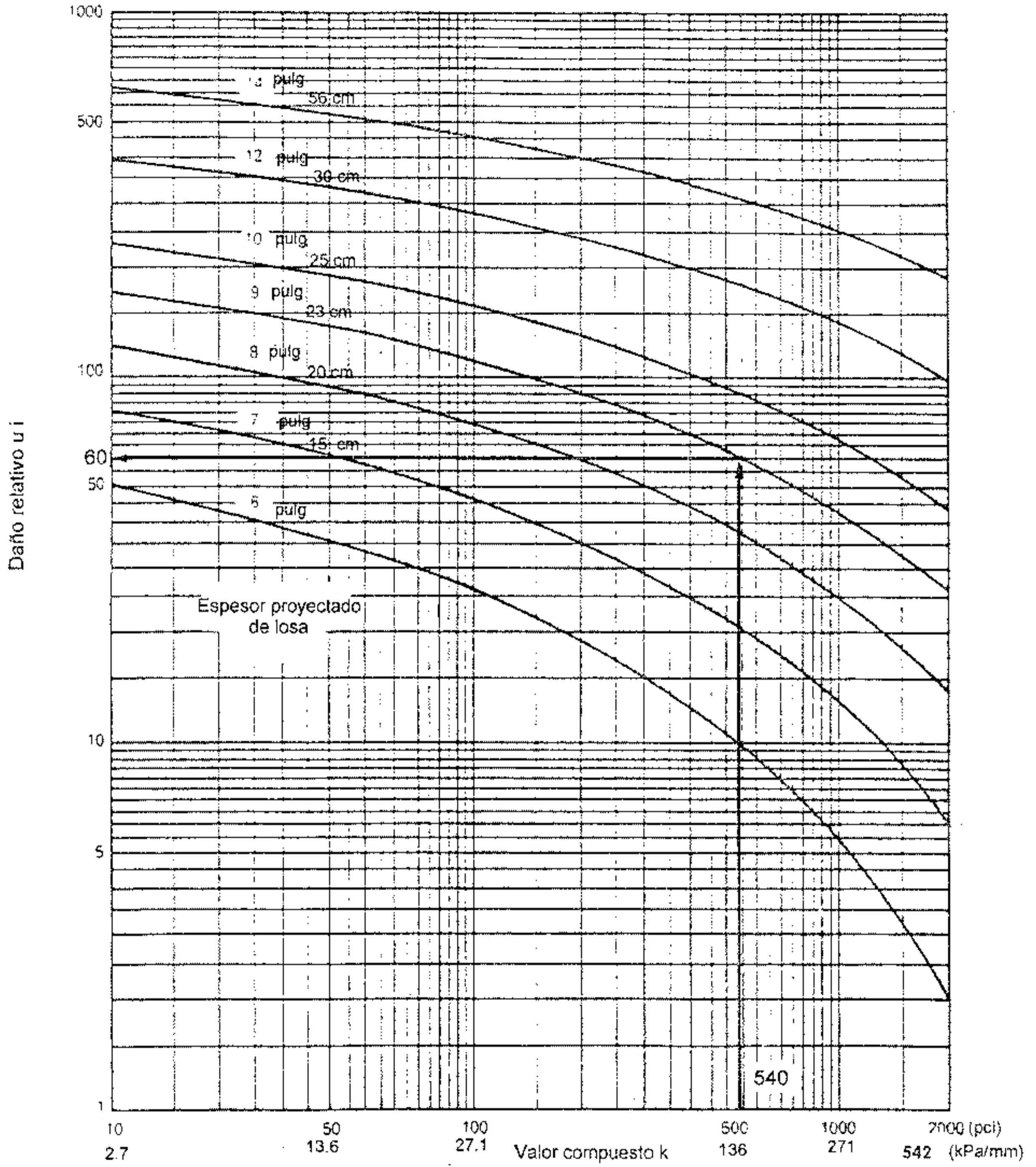


Figura 4.18. Ábaco para determinar el daño relativo en pavimentos rígidos basado en el espesor de losa y valor soporte

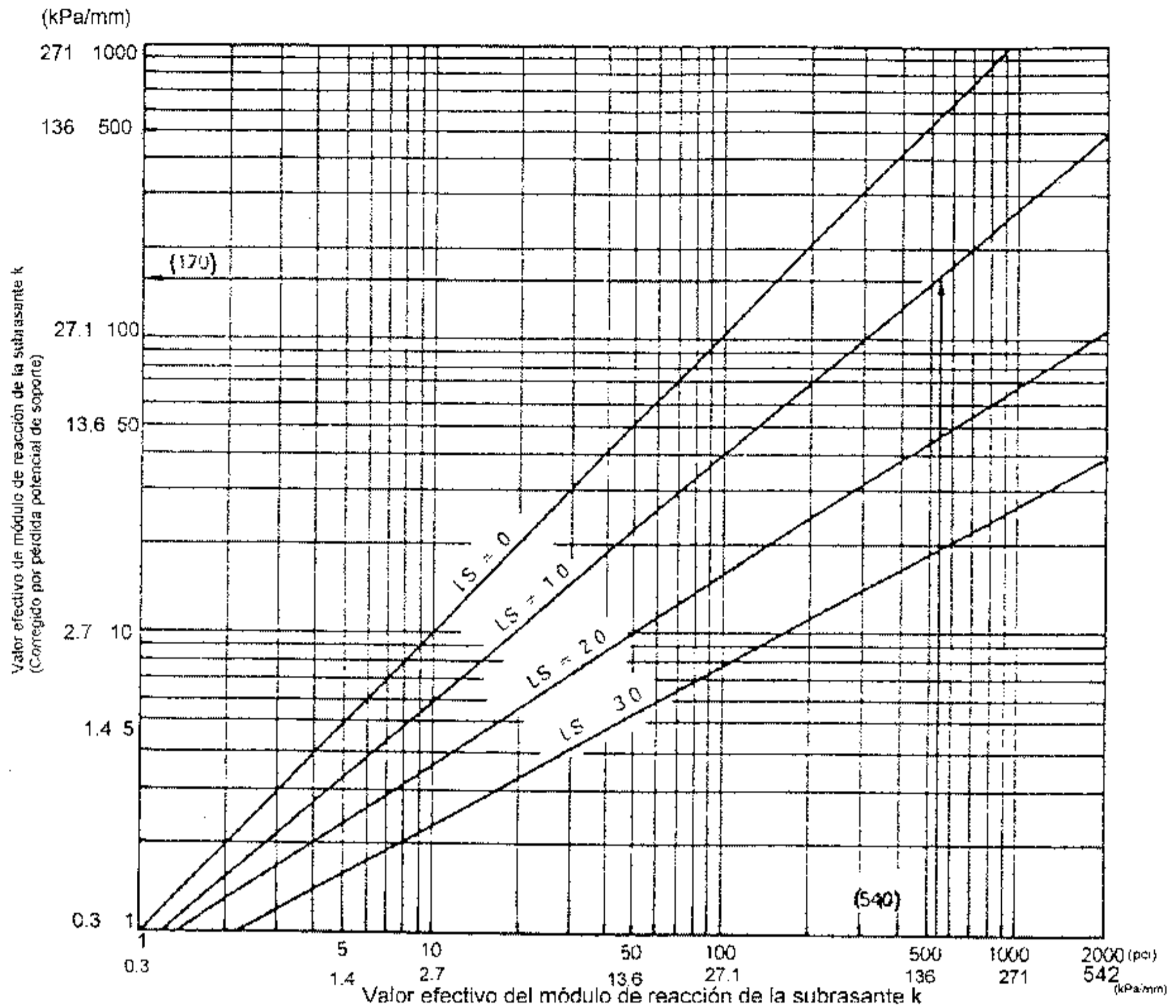


Figura 4.19. Corrección del módulo efectivo de reacción por pérdida potencial de soporte

El factor de pérdida de soporte está incluido en el diseño de un pavimento rígido para cuantificar la potencial pérdida de soporte producido por la erosión de la subbase y los movimientos verticales diferenciales. La siguiente tabla provee algunos valores de pérdida de soporte dependiendo el tipo de material. Si varios tipos de base o subbase son considerados en el diseño, entonces los valores deben ser determinados para cada tipo.

Rangos típicos de factores de pérdida de soporte para varios tipos de materiales

Tipo de material	Módulo de elasticidad ó módulo resiliente [psi]	Factor de pérdida de soporte
Base granular tratada con cemento	1,000,000 – 2,000,000	0.0 – 1.0
Mezclas de agregado con cemento	500,000 – 1,000,000	0.0 – 1.0
Base tratada con asfalto	350,000 – 1,000,000	0.0 – 1.0
Mezclas bituminosas estabilizadas	40,000 – 300,000	0.0 – 1.0
Estabilización con cal	20,000 – 70,000	1.0 – 3.0
Material granular	15,000 – 45,000	1.0 – 3.0
Subrasante natural	3,000 – 40,000	2.0 – 3.0

La Guía AASHTO – 93 presenta procedimientos para incrementar el valor de “k” por efecto de la presencia de una base rígida y por la presencia de la roca madre si ésta se encuentra a escasa profundidad. Si se sigue este procedimiento, también debe realizarse la reducción de capacidad portante debido al factor de “pérdida de soporte” (*loss of support*), sin embargo, varios autores, entre ellos la ACPA (*American Concrete Pavement Association*) consideran que el procedimiento proporciona en inicio valores irreales excesivamente altos que luego son corregidos mediante el coeficiente de pérdida de soporte para obtener valores más razonables, sin embargo, castigando excesivamente los valores encontrados.

En este sentido, AASHTO 97 indica que no se debería usar un factor de pérdida de soporte, ya que los pavimentos de AASHTO Road Test fallaron justamente por bombeo de finos, de manera que este efecto se encuentra ya en las ecuaciones de diseño. Las correcciones por efecto de base proporcionan valores irrealmente altos en relación con los medidos mediante estudios de deflexiones, motivo por el cual no se recomienda su aplicación directa.

La determinación directa del valor de “k” mediante ensayos de placa es difícil y costosa, teniendo la desventaja de que normalmente se analiza el suelo en estado seco y sin considerar los efectos de la humedad. Debido a la poca sensibilidad del diseño de pavimentos rígidos al valor del coeficiente de soporte “k”, es permitido el uso de correlaciones derivadas de otras propiedades del suelo natural de fundación. Algunas de ellas son:

$$k \text{ (kPa/m)} = \frac{Mr \text{ (kPa)}}{0.493} \quad (4.14)$$

$$k \text{ (psi/in)} = \frac{Mr \text{ (psi)}}{19.4} \quad (4.15)$$

Por su parte, también es posible correlacionar el valor del Módulo Resiliente con el ensayo de CBR que es más conocido y fácil de ejecutar. AASHTO- 97 contiene la siguiente tabla de valores:

Tabla 4.2. – Correlación entre el tipo de material, CBR y k

Clasificación ASSHTO	Descripción	Clasif. S. U.	Densidad Seca (lb/pe ³)	CBR (%)	Valor K (psi/in)
Suelos granulares:					
A-1-a, bien graduada	Grava	GW, GP	125 - 140	60 - 80	300 - 450
A-1-a, mal graduada			120 - 130	35 - 60	300 - 400
A-1-b	Arena Gruesa	SW	110 - 130	20 - 40	200 - 400
A-3	Arena Fina	SP	105 - 120	15 - 25	150 - 300
A-2 Material granular con alto contenido de finos					
A-2-4 gravoso	Grava Limosa	GM	130 - 145	40-80	300 - 500
A-2-5, gravoso	Grava Areno Limosa				
A-2-4, arenoso	Arena Limosa	SM	120 - 135	20 - 40	300 - 400
A-2-5, arenoso	Arena Gravo Limosa				
A-2-6, gravoso	Grava Arcillosa	GC	120 - 140	20 - 40	200 - 450
A-2-7, gravoso	Grava Areno Arcillosa				
A-2-6, arenoso	Arcilla Arenosa	SC	105 - 130	10 - 20	150 - 350
A-2-7, arenoso	Arcilla Grava Arenosa				
Suelos finos:					
A-4	Limo	ML, OL	90 - 105	4 - 8	25 - 165*
	Mezclas de Limo/Arena/ Grava		100 - 125	5 - 15	40 - 220 *
A - 5	Limo mal graduado	MH	80 - 100	4 - 8	25 - 190*
A - 6	Arcilla plástica	CL	100 - 125	5 - 15	25 - 255*
A-7-5	Arcilla Elástica moderadamente plástica	CL, OL	90 - 125	4 - 15	25 - 125 *
A-7-6	Arcilla muy plástica	CH, OH	80 - 110	3 - 5	40 - 220*

Ref. Guía de Diseño Versión 1997; Tabla 11; Pág. 6

(*) El valor de suelos finos depende altamente de su grado de saturación.

De manera gráfica, AASHTO - 97 presenta las siguientes correlaciones:

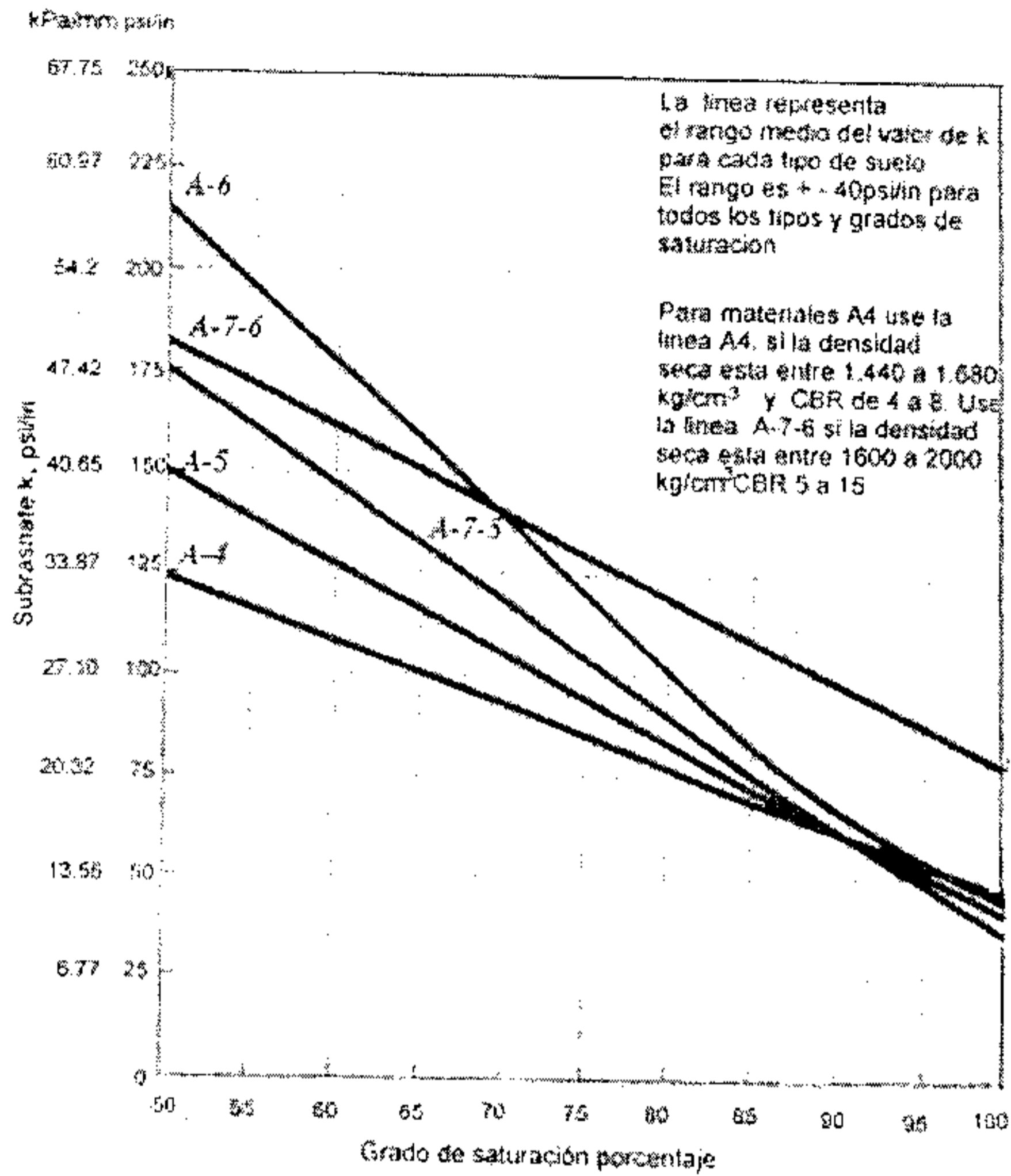


Figura 4.20. - Correlación entre el grado de saturación y k

Ref. Guía AASHTO 97 Figura 40, Pág. 4 valor "k" versus grado de saturación para suelos cohesivos.

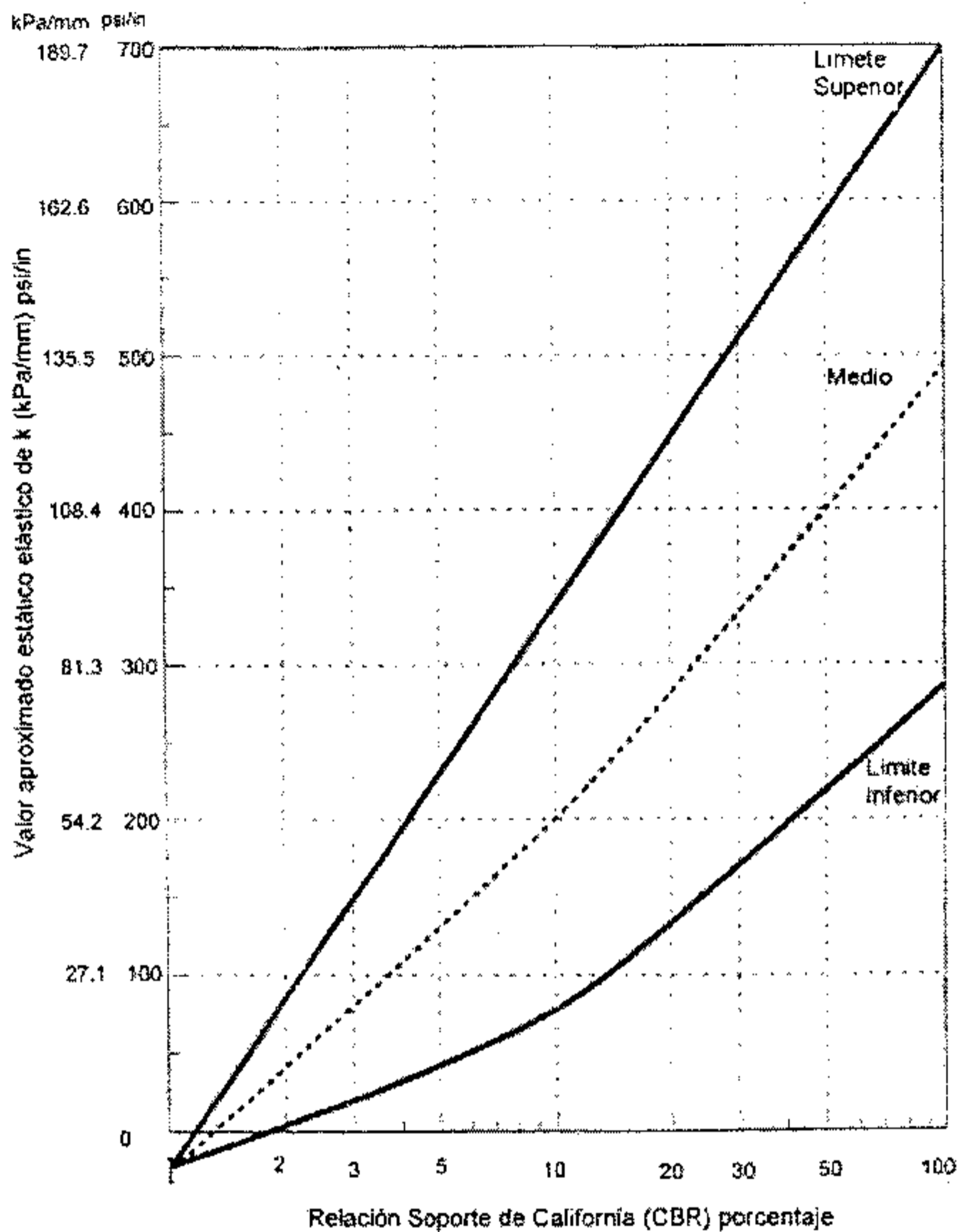


Figura 4.21. - Relación entre CBR y valor aproximado de k

Ref. Guía AASHTO 97 Figura 41, Pág. 7.

En caso de que se utilicen terraplenes altos con suelos mejores a los suelos de subrasante, es también posible incrementar el valor de "k" por presencia del terraplén, utilizando el ábaco mostrado en la Figura 3.4, el cual también permite realizar correcciones si la profundidad de la roca madre es inferior a los 3.30 m (a todo lo largo del sector considerado). Estos aspectos deben manejarse con precaución y no han sido incorporados directamente en DIPAV a fin de que el diseñador tenga pleno control de los valores que adopta para el diseño.

A continuación se reproduce el ábaco de la Guía AASHTO 97 que permite efectuar estas correcciones.

Este factor debe utilizarse únicamente cuando se usan valores de k que tomen en cuenta el aporte de la capa base y fundación rígida. El uso del ábaco de la Figura 4.22 para considerar el aporte de la capa base de pavimento rígido ha sido cuestionado en diversas ocasiones, puesto que proporciona valores

irrealmente altos, los que luego son corregidos de alguna manera mediante el factor de pérdida de soporte, sin embargo, el suplemento AASHTO - 97 señala que en el AASHTO Road Test los pavimentos fallaron principalmente por pérdida de soporte, motivo por el cual este factor no debería considerarse.

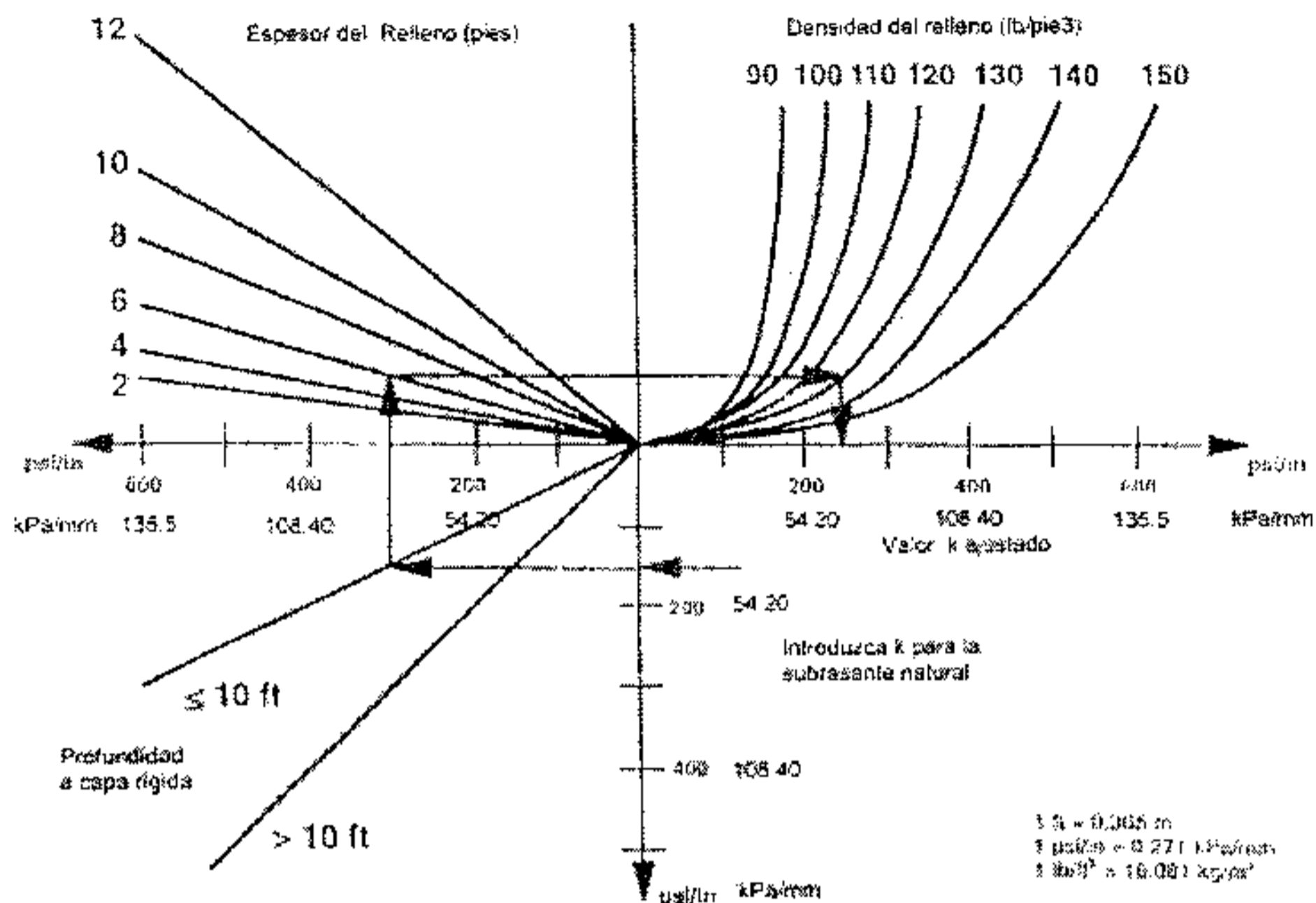


Figura 4.22. Ajuste del valor k por presencia de terraplén o fundación rígida

En este sentido, resulta más conveniente utilizar el k de la subrasante efectivo con correcciones por humedad y si se tiene una capa base de excelentes características, corregir su aporte mediante las tablas desarrolladas por el Ing. Márcio Rocha Pitta y editadas por la Asociación Brasileira de Cemento Pórtland como una guía. Es importante destacar que los valores corresponden al caso de bases granulares con piedra partida y altos valores de CBR, de manera que no se puede aplicar directamente a bases de CBR medio con cantos rodados. Igualmente las bases de suelo - cemento corresponden a valores altos.

En las Tablas 4.3 a 4.6 se muestra el efecto del aumento del valor de k por presencia de una subbase. En la Tabla 4.3 se tiene el aumento de k por la presencia de una subbase granular, siendo este incremento poco significativo, se exigen grandes espesores de la subbase (mayor a 30 cm). Para subbases de suelo - cemento, el aumento de k es más significativo, tal como se muestra en la Tabla 4.4, si se trata de un suelo mejorado con cemento, donde se tienen características mecánicas y elásticas inferiores a los suelo - cementos, se tienen incrementos de k menores, más parecidos a los de subbases granulares como se refleja en la Tabla 4.5. Las subbases de grava tratada, tienen valores similares a los de suelo - cemento. En la Tabla 4.6, se muestran los valores correspondientes a subbases de hormigón compactado con rodillo. La Tabla 4.7 se refiere a bases de concreto asfáltico, siguiendo la teoría de capas múltiples, presentando esta tabla de forma experimental, pudiendo usarse además como cálculo en sobrecarpetas sobre pavimentos de asfalto existentes.

Tabla 4.3. Aumento de k debido a presencia de subbase granular

Valor de soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:			
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm	30 cm
2	16	19	22	27	33
3	24	27	31	37	45
4	30	34	38	44	54
5	34	38	42	49	59
6	38	42	46	53	65
7	41	45	50	56	69
8	44	48	53	60	72
9	47	52	56	63	76
10	49	54	58	65	79
11	51	56	60	67	81
12	53	58	62	69	84
13	54	59	63	70	85
14	56	61	65	72	87
15	57	62	66	73	88
16	59	64	68	75	91
17	60	65	69	76	92
18	61	66	70	77	93
19	62	67	71	78	94
20	63	68	73	79	96

Tabla 4.4. Aumento de k debido a la presencia de subbase de suelo cemento

Valor soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm
2	16	50	66	89
3	24	69	91	122
4	30	81	108	145
5	34	90	119	160
6	38	98	130	174
7	41	103	138	185
8	44	109	146	195
9	47	115	153	205
10	49	119	158	212
11	51	122	163	218
12	53	126	168	225
13	54	128	171	229
14	56	131	176	235
15	57	133	178	239
16	59	137	183	245
17	60	139	185	248
18	61	140	188	251
19	62	142	190	255
20	63	144	192	258

Tabla 4.5. Aumento de K debido a la presente de subbase de suelo mejorado con cemento

Valor soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm
2	16	36	54	69
3	24	50	72	91
4	30	60	84	107
5	34	66	92	117
6	38	73	99	126
7	41	77	105	133
8	44	82	110	140
9	47	86	115	146
10	49	89	119	151
11	51	92	122	155
12	53	95	125	159
13	54	96	127	162
14	56	99	130	166
15	57	101	132	168
16	59	103	135	172
17	60	105	137	174
18	61	106	139	176
19	62	108	140	178
20	63	109	141	180

Tabla 4.6. Aumento de K debido a la presencia de base de hormigón compactado con rodillo

Valor soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	12.5cm	15 cm
2	16	65	77	98
3	24	87	101	126
4	30	101	118	145
5	34	111	128	158
6	38	120	138	169
7	41	127	145	177
8	44	133	152	186
9	47	140	159	194
10	49	144	164	199
11	51	148	168	204
12	53	152	173	209
13	54	154	175	211
14	56	158	179	216
15	57	160	182	219
16	59	164	186	224
17	60	166	188	226
18	61	168	190	229
19	62	170	192	231
20	63	172	194	233

Tabla 4.7. Aumento de k debido a la presencia de subbase de concreto asfáltico

Valor de soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	12.5 cm	15 cm
2	16	22	30	47
3	24	32	44	53
4	30	40	55	66
5	34	45	61	74
6	38	50	69	83
7	41	55	75	90
8	44	55	75	90
9	47	63	86	103
10	49	66	90	108
11	51	69	95	113
12	53	72	98	118
13	54	73	100	120
14	56	76	103	123
15	57	77	105	126
16	59	80	109	130
17	60	82	111	132
18	61	83	113	135
19	62	85	115	137
20	63	86	117	139

En todo caso es importante aclarar que el pavimento rígido es poco sensible al valor de k, de manera que la influencia del tipo de suelo en el diseño de la losa no es muy grande.

4.3.6.7. Correlaciones entre distintas variables de resistencia y el módulo resiliente

Dado que no siempre se tienen equipos para ejecutar un ensayo de módulo resiliente, es conveniente relacionarlo con otras propiedades de los materiales. Por ejemplo, con respecto al CBR se tiene:

$$M_R = B \times \text{CBR} \quad (4.12)$$

Si $\text{CBR} < 10\%$ $B = 1,500$, pero este valor puede variar entre 750 y 3,600 para M_R en psi.

Con respecto al valor R (resistencia) de Hveem se tiene:

$$M_R = A + B \times R \quad (4.13)$$

Si $R < 20$, A vale 1000, B vale 555, pero A puede variar entre 772 y 1,155 y B entre 369 y 555.

Otras correlaciones desarrolladas en Sudáfrica y utilizadas ampliamente en Venezuela y Chile son las siguientes:

$$M_r = 17.6 \times CBR^{0.64} \quad (4.14)$$

M_r en MPa y CBR en %, para suelos finos con $CBR < 12\%$.

$$M_r = 22.1 \times CBR^{0.55} \quad (4.15)$$

M_r en MPa y CBR en %, suelos granulares $12 < CBR < 80$.

En la Figura 4.23 se presentan correlaciones entre M_r y otros ensayos. Como precaución es necesario aclarar que estas correlaciones son empíricas y permiten relacionarlas con M_r , pero de ninguna manera entre sí.

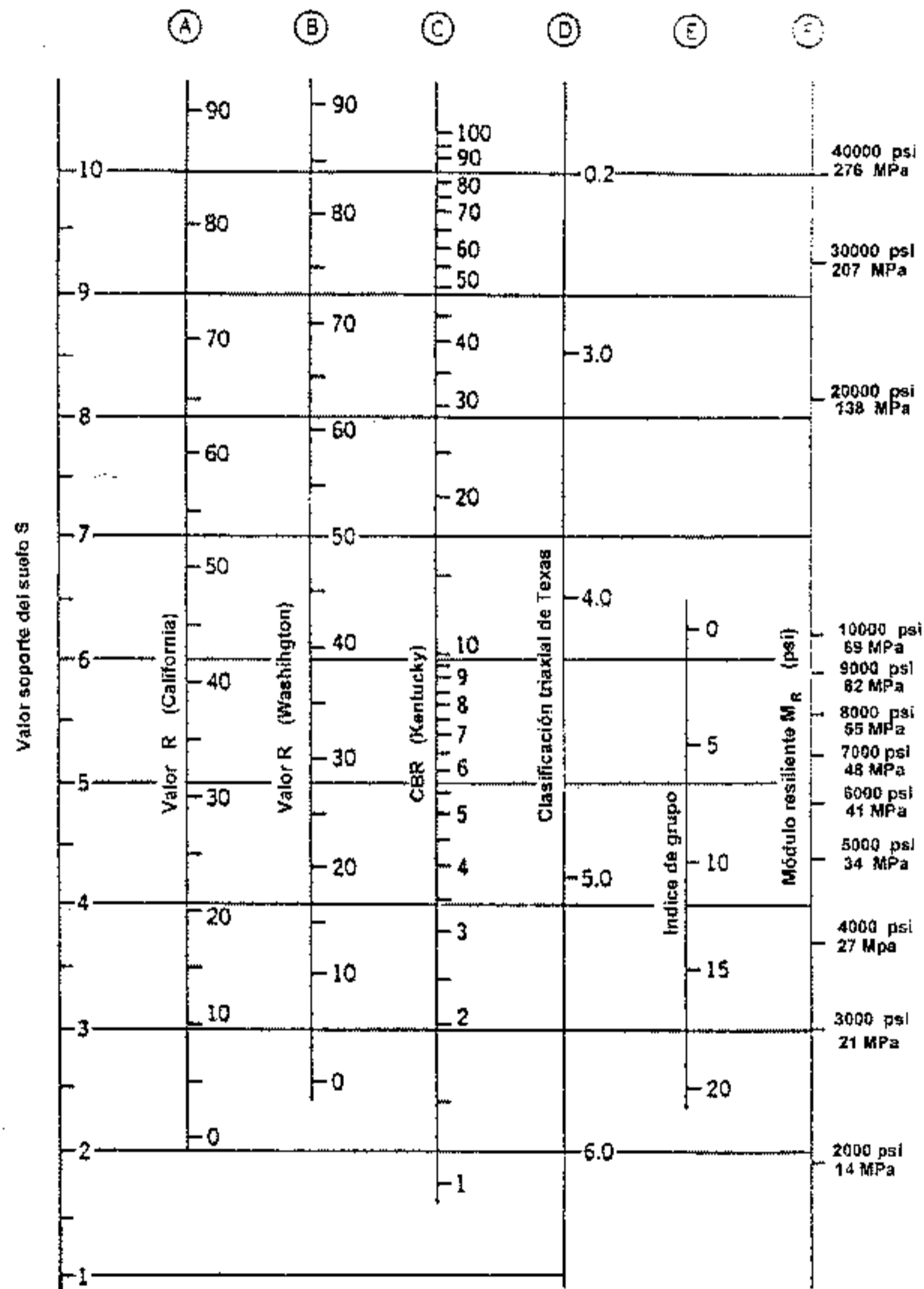


Figura 4.23. Correlaciones con el módulo resiliente

CAPITULO 5

MATERIALES PARA PAVIMENTOS

5.1. INTRODUCCIÓN

Es muy conocida la influencia de los materiales en la calidad del pavimento. Cada vez está tomando más consenso el uso de módulos elásticos para caracterizar los materiales. Este es uno de los parámetros más usados en los métodos AASHTO 86 y 93.

En este capítulo se describirán los siguientes materiales:

- Hormigón de cemento Portland
- Concreto asfáltico
- Bases granulares estabilizadas y no estabilizadas.

5.2. HORMIGÓN DE CEMENTO PÓRTLAND

El hormigón es un material formado por materiales granulares (piedra partida o grava y arena) embebidos en una pasta de cemento que hace de ligante. Los materiales granulares son obtenidos de fuentes naturales y deben cumplir con determinadas condiciones de granulometría. El cemento se obtiene a partir de la cocción de piedra caliza y arcilla que forma el clinker, el cual es finamente molido agregándole un 5% de yeso para formar el cemento. AASHTO reconoce ocho clases de cemento:

- Tipo I - Normal
- Tipo I-a - Similar al I, pero con aire incorporado
- Tipo II - Moderado calor de hidratación, moderada resistencia a la acción de los sulfatos
- Tipo II-a - Similar al II, pero con aire incorporado
- Tipo III - De alta resistencia inicial
- Tipo III-a - Similar al III, pero con aire incorporado
- Tipo IV - Bajo calor de hidratación, lento incremento de resistencia
- Tipo V - Alta resistencia a los sulfatos

En Bolivia se producen cementos del Tipo I o cementos con adiciones IP con puzolana y IF con filler calizo. Las Normas Bolivianas del Cemento son diferentes por el uso de estas adiciones, por este motivo se recomienda consultar la Norma NB-011 revisión 2005, disponible en IBNORCA.

5.2.1. Aditivos

Son productos que agregados en pequeñas dosis en el hormigón fresco producen interesantes modificaciones de la calidad del hormigón.

El más común es el aditivo incorporador de aire, que crea una estructura de burbujas microscópicas interconectadas que cortan el ascenso capilar del agua, mejorando la durabilidad, especialmente en aquellas zonas sometidas a la acción del hielo.

Otro tipo de aditivos son los plastificantes que reducen el contenido de agua mejorando las resistencias, existen también los retardadores de fraguado o aceleradores de fraguado. El proyectista o constructor tiene siempre una amplia gama de estos productos para elegir cuál es el que más le conviene.

5.2.2. Curado

El curado involucra una reacción química (hidratación) entre el cemento y el agua. Para obtener las resistencias esperadas del hormigón en el tiempo previsto son necesarios un suministro de humedad adecuado, una temperatura suficientemente alta y un período apropiado de curado.

El cemento no se hidrata y el incremento de resistencia del hormigón se detiene cuando el nivel de humedad se sitúa por debajo de cierto valor. En la Figura 5.1 se ve que cuanto mayor es el período en que el hormigón tiene acceso a la humedad luego del colocado, mayor será la resistencia que se obtenga. He aquí la enorme importancia de un buen curado como paso siguiente a la colocación del hormigón.

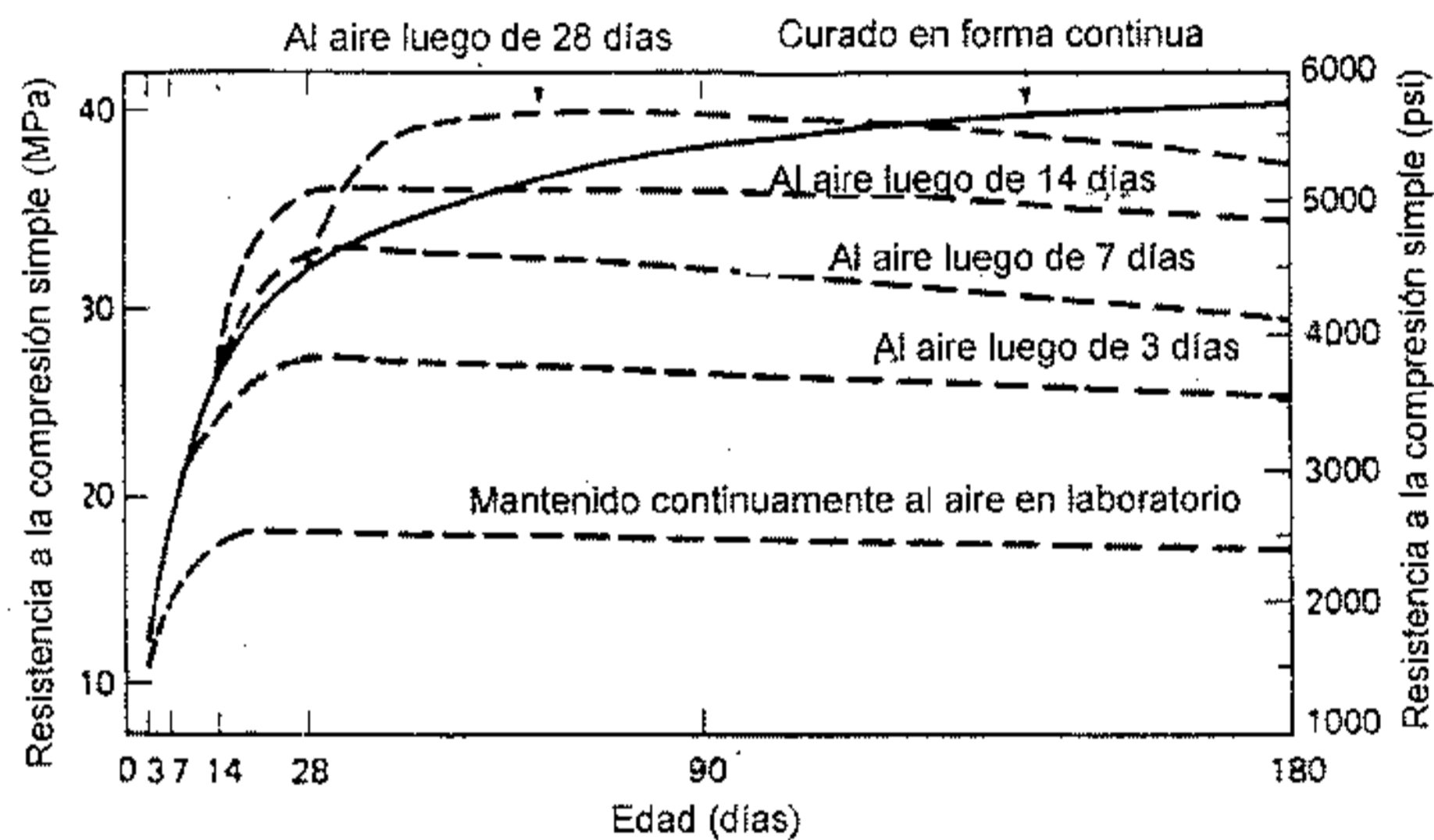


Figura 5.1 Resistencia a la compresión simple de hormigón secado al aire luego de períodos de curado

También influye la temperatura tal como se ve en la Figura 5.2. A bajas temperaturas el incremento de resistencia es menor, factor que debe ser tenido en cuenta cuando se hormigona con tiempo frío.

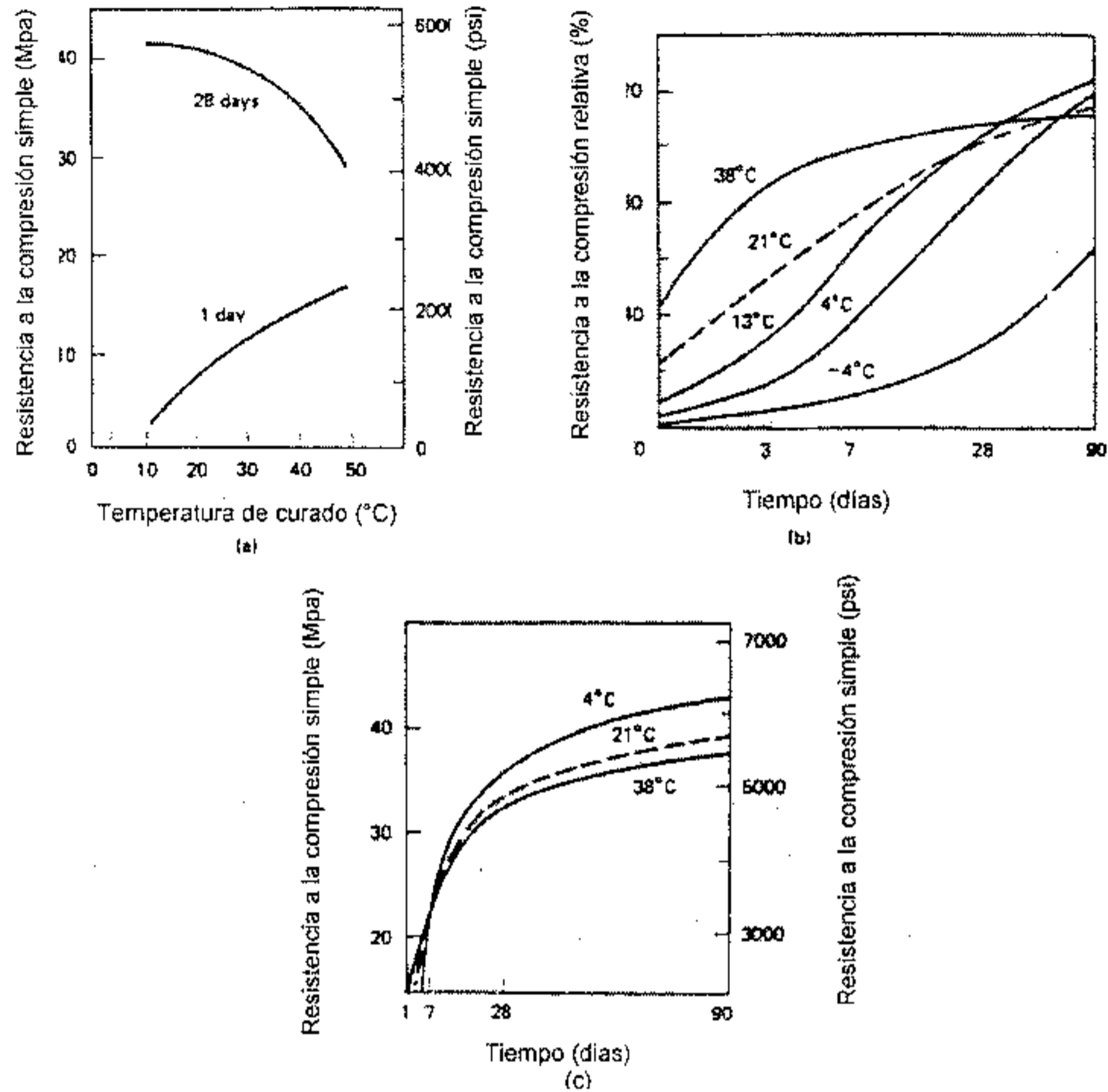


Figura 5.2 Efecto de varias condiciones de temperatura y curado en la resistencia a la compresión simple

5.2.3. Ensayos

Existe una gran variedad de ensayos de laboratorio para el hormigón. Estos pueden clasificarse en estas categorías, basándose en el uso de los resultados.

a) Control de calidad y diseño de mezclas:

Resistencia a la compresión simple; Resistencia a la tracción por compresión diametral; Consistencia; Revenimiento en cono c'e Abrams; Contenido de aire.

b) Diseño

Módulo de rotura (tracción por flexión); Módulo elástico.

c) Mecánico - empíricos

Módulo elástico y de Poisson; Coeficiente de expansión térmica; Constantes de fatiga.

5.2.3.1. Resistencia a la compresión simple

Es aceptada de forma universal como una medida de la calidad y durabilidad del hormigón. Esto es, un hormigón de alta resistencia a la compresión simple es un hormigón de buena calidad. Esta resistencia depende del tamaño y tipo de agregado, forma del agregado grueso, composición del cemento, relación agua/cemento, aditivos incorporados, tiempo y temperatura de curado, etc.

El ensayo se hace siguiendo las normativas de ASTM C 39. Se usan probetas cilíndricas de 30 cm (12") de alto y 15 cm (6") de diámetro. Son sometidas a carga de compresión hasta que se rompen.

Otra forma de evaluar la resistencia a la compresión es el Método de la Madurez, que consiste en evaluar las condiciones de curado y temperatura y relacionarlas con muestras - patrón realizadas en laboratorio. En esta forma se puede determinar la resistencia de un hormigón en cualquier momento conociendo el desarrollo de la temperatura de la masa del hormigón (en obra). El Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón ha realizado experiencias de este procedimiento en Ancaravi - Huachacalla y Potosí - Tarija.

5.2.3.2. Resistencia a la tracción indirecta

Se llama también ensayo de tracción por compresión diametral. Es un ensayo muy práctico para averiguar la resistencia a la tracción del hormigón dado que los ensayos de tracción directa son muy difíciles de ejecutar. La resistencia a la tracción indirecta se determina con esta expresión:

$$f'_t = \frac{2P}{\pi D l} \quad (5.1)$$

siendo:

- f'_t = Resistencia a la tracción indirecta
- P = carga aplicada
- D = diámetro de la probeta
- l = longitud de la probeta

Los valores obtenidos con esta expresión son típicamente un 15 % mayores que los obtenidos por el ensayo de tracción directa.

5.2.3.3. Módulo de rotura (resistencia a la flexión)

Es un parámetro muy importante como variable de entrada para diseño de pavimentos rígidos. Se la conoce también como resistencia a la tracción por flexión o simplemente resistencia a la flexión. Es la medida del esfuerzo en la fibra extrema que se desarrolla al someter una viga a la flexión.

Para este ensayo se usan probetas prismáticas con cargas en el tercio central. De esta manera se tiene en el tercio medio una zona sometida a un momento flector constante igual a $P \times l/3$ y cero de esfuerzo cortante, la rotura se producirá en el punto más débil del tercio central. Este ensayo es recomendable frente al ensayo de carga en el punto medio, en el cual la rotura se producirá indefectiblemente en el punto medio (punto de aplicación de la carga) donde el momento flector y el esfuerzo cortante son máximos.

El módulo de rotura se calcula mediante la siguiente expresión:

$$f_r = \frac{MC}{I} \quad (5.2)$$

donde:

f_r = módulo de rotura

M = momento flector en el instante de rotura

C = distancia desde el eje neutro al punto de interés

I = momento de inercia de la sección transversal de la probeta

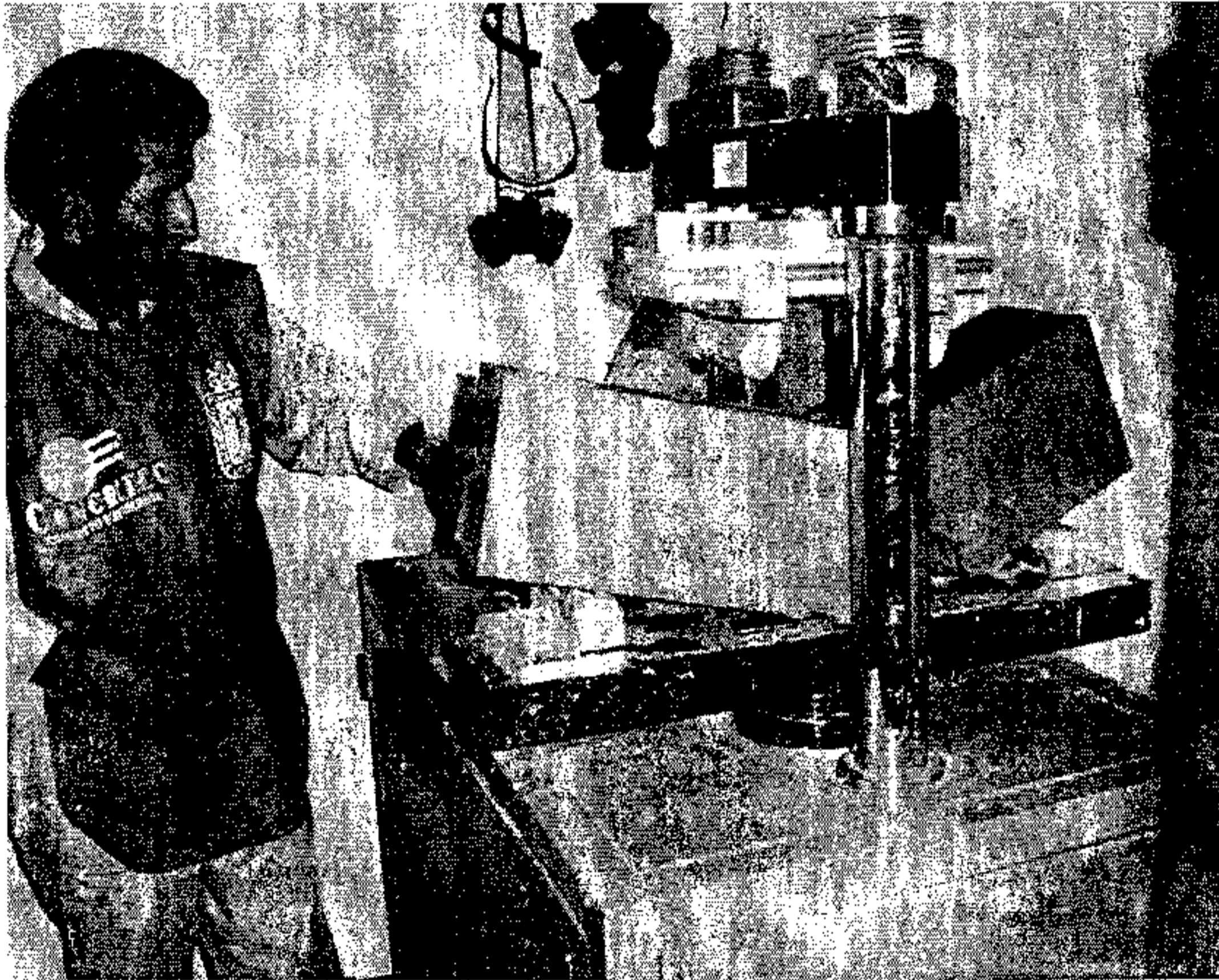


Figura 5.3. Ensayo de tracción por flexión (módulo de rotura)

Los ensayos con carga al tercio alcanzan un 80% del valor que dan los realizados en el punto medio.

Hay distintas correlaciones entre las resistencias del hormigón como las que se aprecian a continuación, sin embargo, su uso no es recomendable puesto que la resistencia a la flexión es susceptible a un sinnúmero de variables como ser el tipo de cemento, de agregados, la granulometría y dureza de los agregados, inclusive la limpieza del agregado grueso es muy importante, así como el uso de aditivos, por este motivo, es recomendable que siempre se desarrollen correlaciones en base a los datos reales de campo y no se deriven de otros proyectos, únicamente a manera de información se presentan las siguientes relaciones:

$$\text{Resistencia a la tracción directa (psi)} \quad f_t' = 3 \text{ a } 5 (f_c')^{0.5} \quad (5.3)$$

$$\text{Resistencia a la tracción indirecta (psi) } f'_t = 6 \text{ a } 8 (f'_c)^{0.5} \quad (5.4)$$

$$\text{Módulo de rotura (psi) } f_r = 7 \text{ a } 12 (f'_c)^{0.5} \quad (5.5)$$

Estas correlaciones son indicativas y además por el elevado margen de variación únicamente deben considerarse como un orden de magnitud.

5.2.3.4. Módulo de elasticidad

Es un parámetro que indica la rigidez y la capacidad de distribuir cargas que tiene una losa de pavimento. Es la relación entre la tensión y la deformación. Las deflexiones, curvaturas y tensiones están directamente relacionadas con el módulo de elasticidad del hormigón. En los pavimentos de hormigón armado continuos, el módulo de elasticidad junto con el coeficiente de expansión térmica α_s y el de retracción del hormigón α_c , son los que rigen el estado de tensiones en las armaduras.

El módulo de elasticidad está relacionado con el módulo de rotura a través de la expresión:

$$f_r = 43.5 \frac{E_c}{10^6} + 488.5 \quad (5.6.a)$$

siendo:

E_c = módulo de elasticidad (psi); f_r = módulo de rotura (psi) o en unidades métricas:

$$f_r = 43.5 \frac{E_c}{10^6} + 3370 \quad (5.6.b)$$

siendo:

E_c = módulo de elasticidad (KPa); f_r = módulo de rotura (KPa); para un módulo de Poisson de 0.15.

Para un hormigón con una resistencia a la compresión simple menor de 41 MPa (6000 psi) el módulo de elasticidad se puede obtener con esta fórmula empírica (ACI Code 1983):

$$E_c = 33 W^{3/2} (f'_c)^{1/2} \quad (5.7)$$

donde:

E_c = módulo de elasticidad, en psi; W = peso unitario del hormigón, en pcf; f'_c = resistencia a la compresión a los 28 días, en psi

5.2.4. Modelos de fatiga

Las propiedades de fatiga del hormigón son importantes en el diseño de pavimentos rígidos. La fatiga puede definirse como el fenómeno por el cual el material falla por la repetición de cargas que no son lo suficientemente grandes para causar la falla en una sola aplicación. De este modo, por encima de un cierto esfuerzo se presenta un daño estructural que después de un número de repeticiones de carga inducirá la falla en el material.

Los mismos factores afectan al módulo de rotura y a la fatiga. Hay diversos modelos de fatiga obtenidos a través de estudios en laboratorio correlacionados con pavimentos existentes. Estos modelos son:

a) PCA (*Portland Cement Association*)

N = número de aplicaciones de carga; σ = tensión aplicada; f_r = módulo de rotura

Si $\sigma/f_r \geq 0.55$ $\log N = 11.737 - 12.077(\sigma/f_r)$ (5.8)

Si $0.45 < \sigma/f_r < 0.55$ $N = \left(\frac{4.2577}{\sigma/f_r - 0.4325} \right)^{3.268}$ (5.9)

Si $\sigma/f_r < 0.45 \implies N$ es ilimitado.

El pavimento puede soportar un "infinito" número de cargas. En realidad debe entenderse "infinito" como un número muy grande de repeticiones de carga, este valor es afectado por las sobrecargas en los pavimentos reales. Este modelo se ha sustentado por una investigación de Packard en el cual a esta tensión las probetas han soportado 10 a 20 millones de repeticiones sin mostrar signos de fatiga.

b) Modelo del mantenimiento cero

Este modelo (Darter 1977) provee un 24% de fallas

$\log N = 16.61 - 17.61(\sigma/f_r)$ (5.10)

c) Modelo de AASHTO/ARE

$N = 23444(f_r/\sigma)^{3.21}$ (5.11)

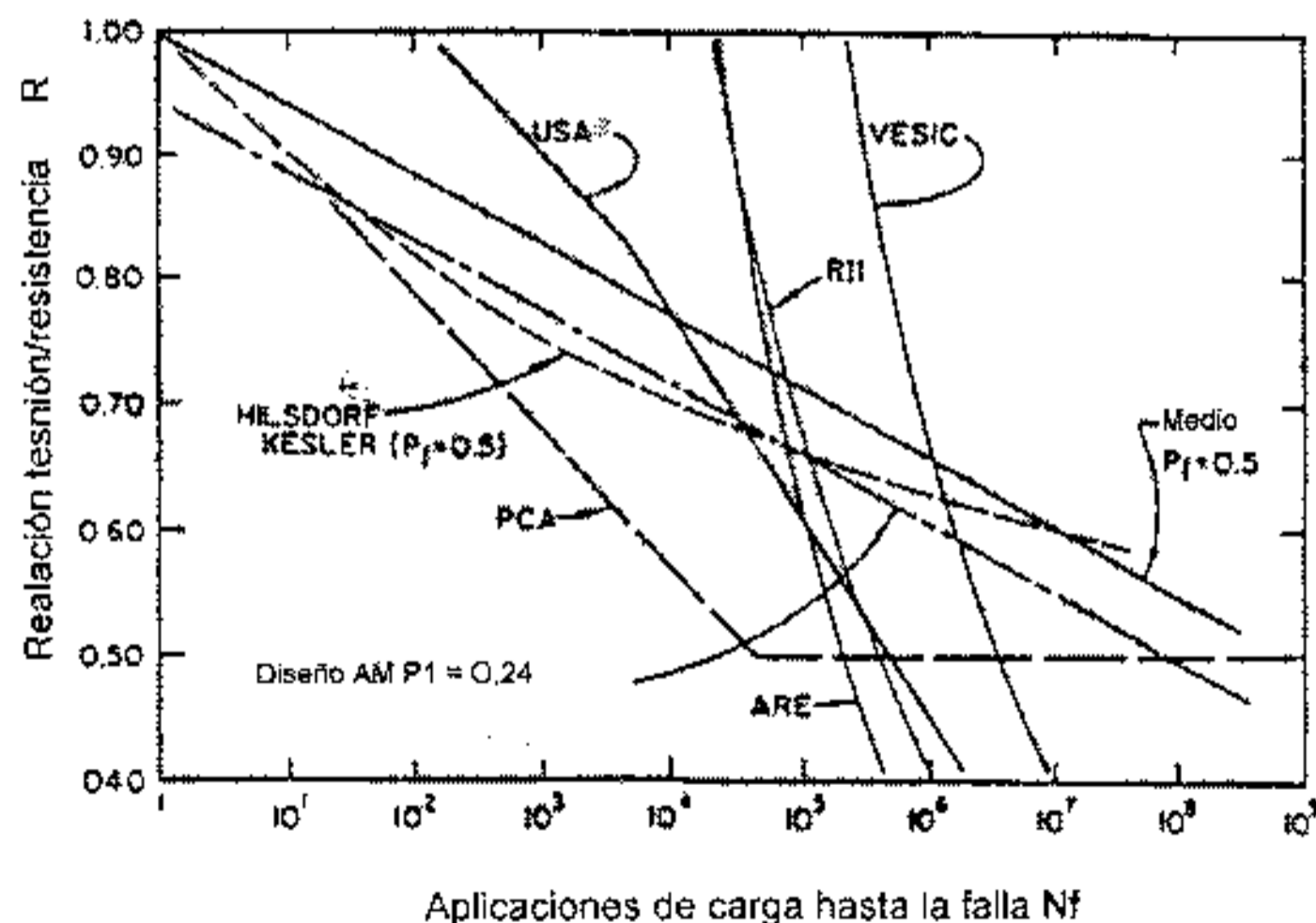


Figura 5.4. Curvas de fatiga según distintos modelos

5.2.5. Durabilidad del hormigón

En general el hormigón es un material muy durable. No obstante pueden presentarse problemas si la combinación de agregados o agregados/cemento tiene algún efecto desfavorable. Las fisuras de durabilidad ("D" cracking) tienen lugar cuando el agua se congela en los agregados porosos susceptibles a las heladas, expande y fisura el agregado. Aparecen fisuras que siguen las juntas u otro tipo de fisuras ya formadas donde la presencia de humedad es mayor.



Figura 5.5. Fisuras de durabilidad

Si en una sección se encuentra fisuras "D" se debe realizar un muestreo para confirmarlo. En las juntas donde se toman las muestras se debe verificar si la muestra está intacta o se disgrega. Un análisis petrográfico confirmará la presencia de fisuras en el agregado.

Hay ciertos tipos de agregados que contienen materiales que reaccionan con los álcalis del cemento (sodio y potasio). Estos agregados tienen sílice amorfa y la reacción produce un gel que absorbe agua y se expande fracturando la matriz de cemento y fisurando el hormigón. En este caso, a diferencia de las fisuras "D" que empiezan de abajo, se manifiestan en todo el espesor de la losa. Aparecen como fisuras finas en una disposición de mapa similares a la piel de cocodrilo en pavimentos asfálticos. Una forma de mitigar esta reacción es con el uso de cementos puzolánicos. En todo caso es recomendable realizar ensayos de reactividad álcali - árido de manera previa a la construcción de pavimentos rígidos.

5.2.6. Propiedades expansivas y contractivas del hormigón

La expansión y contracción del hormigón a causa de los efectos climáticos son funciones de las propiedades térmicas del hormigón. Los procedimientos mecánicos que calculan los gradientes térmicos requieren del conocimiento de la conductividad térmica K , la difusividad térmica α , el calor específico C y el coeficiente de expansión o contracción α que varía de 5 a $14 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Este fenómeno ($\Delta t^\circ\text{C}$) produce alabeos en la losa.

Los cambios de volumen acompañados por la pérdida de humedad para hormigón fresco o endurecido están referidos a la retracción, la cual se divide en retracción por secado o fraguado para hormigón endurecido y retracción plástica para hormigón fresco.

La retracción es mayor en hormigón simple que en hormigón armado.

5.3. CONCRETO ASFÁLTICO

El concreto asfáltico es un material compuesto por agregados embebidos en una matriz de cemento asfáltico que llena el espacio dejado por éstos y los une. El cemento asfáltico se mantiene flexible

proporciona integridad estructural cubriendo los agregados y dándole a la mezcla propiedades cohesivas. Dado que el cemento asfáltico es semi-sólido a temperaturas corrientes, la calidad y granulometría de los agregados juega aquí un papel mucho más importante que en los pavimentos de hormigón.

Un concreto asfáltico debe tener una cantidad precisa de cemento asfáltico para proveer el porcentaje de vacíos deseado para la mezcla. La granulometría de los agregados debe obedecer a lo indicado en el gráfico de Figura 5.6. Tal como se muestra en dicha figura, se pueden seguir curvas como las más finas ubicadas por encima o por debajo de la línea de máxima densidad; lo que no debe hacerse es cruzar la línea de máxima densidad dado que se pueden obtener mezclas con baja resistencia a la deformación bajo carga.

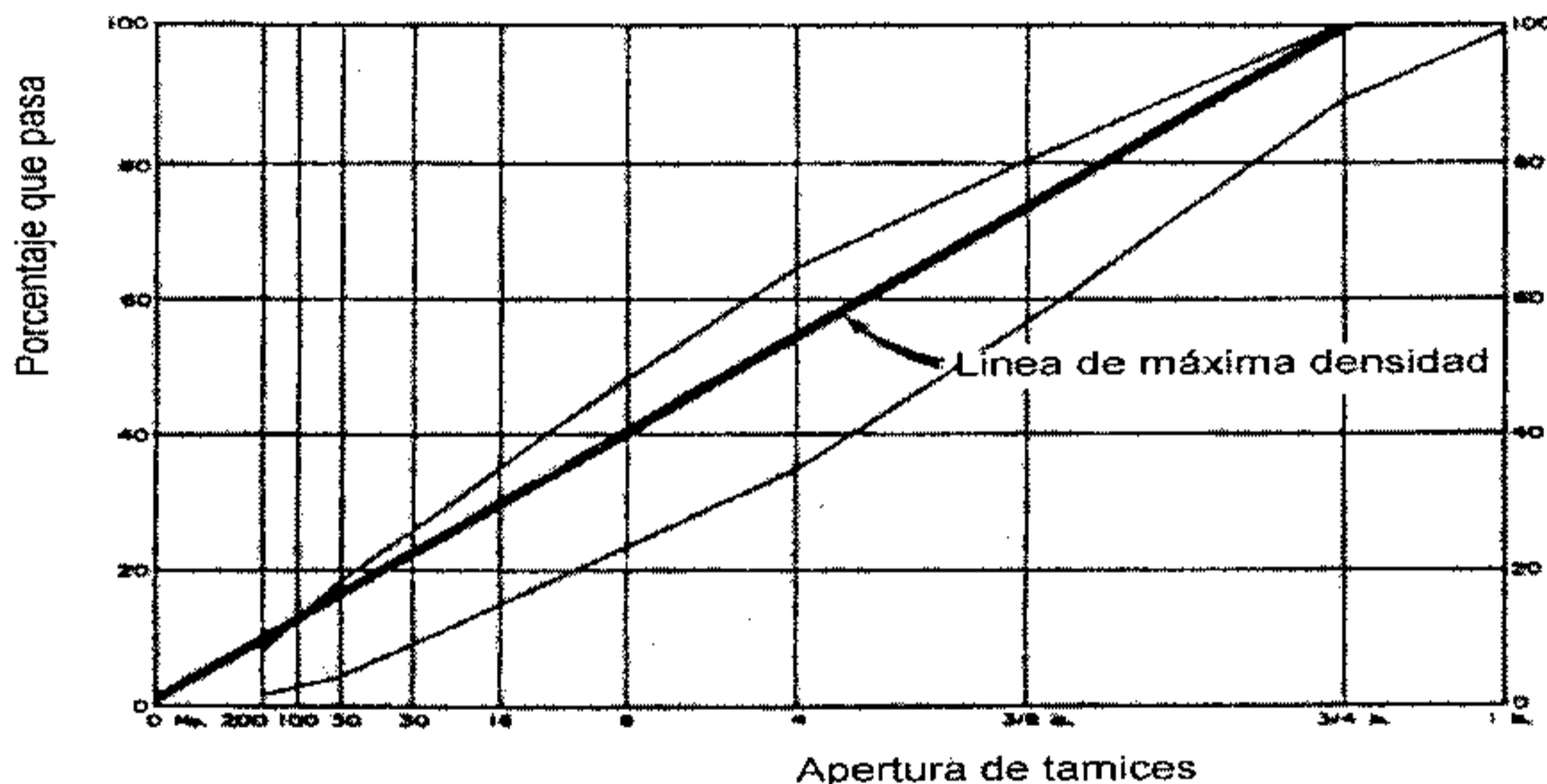


Figura 5.6. Gráfico de granulometrías para agregados a usar en concretos asfálticos

5.3.1. Cementos asfálticos

Es un material de color marrón oscuro a negro que puede estar en estado sólido, semi-sólido o líquido, formado por betunes naturales u obtenidos por destilación del petróleo. Los grados de cemento asfáltico tienen una clasificación basada en la viscosidad del material (cuanto más fluido sea un cemento asfáltico, menos viscoso será).

Las viscosidades se miden a temperaturas de 60 °C. El grado de viscosidad se determina en el material que viene directamente del proceso de destilado y el grado de viscosidad del residuo es determinado a partir de la película fina resultante del ensayo de endurecimiento (película fina en estufa).

Tabla 5.1. Clasificación de asfaltos

	AC-2.5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-40
Viscosidad a 60° C P	250+/-50	500+/-100	1000+/-200	2000+/-400	4000+/-800
Viscosidad a 135° C sCt	80	110	150	210	300
Penetración a 25°C (Pfeiffer y van Doormal) 100grx5seg, en 0.1 mm	200	120	70	40	20

Punto de inflamación °C	163	177	219	232	232
Solubilidad en tricloroetileno %	99	99	99	99	99
Ensayos sobre residuo de película en estufa					
Viscosidad a 69°C P	1.250	2.500	5.00	10.000	20.000
Ductilidad (25°C, 5cm/min) en cm	100	100	50	20	10

El grado a utilizar en cada área debe ser seleccionado en función del clima. Para climas fríos, se deben usar cementos asfálticos de bajo grado de viscosidad para resistir la fisuración por baja temperatura. En climas cálidos se deben usar cementos asfálticos de alto grado de viscosidad para evitar el ahuellamiento.

5.3.2. Ensayos sobre muestras de concreto asfáltico

Los ensayos que se hacen sobre muestras de concreto asfáltico son:

a) Para control de calidad y diseño de mezclas

a.1) Ensayo Marshall

Estabilidad; Flujo; Vacíos; Susceptibilidad a la humedad

a.2) Ensayo de Hveem

Resistencia; Cohesímetro; Vacíos; Susceptibilidad a la humedad

b) Para diseño

Ensayo de módulo resiliente

c) Mecánicos

Constantes de fatiga; Parámetros de ahuellamiento; Ensayo de tracción indirecta

5.3.2.1. Ensayo Marshall

Fue desarrollado por el US Corps of Engineers. Las dimensiones de la muestra son 4" (10 cm) de diámetro por 2.5" (6.3 cm) de altura. Sobre esta muestra se hace un análisis de densidad-vacíos y estabilidad-flujo. La máxima resistencia que la muestra puede desarrollar a 60 T es la estabilidad Marshall. El movimiento total, medido en 0.25 mm de incremento, que ocurre entre carga cero y la carga máxima es el flujo de la mezcla. Se aceptan como mínimo estabilidades de 500 lbs (227 Kg o 2.22 KN). El contenido de vacíos oscila entre 3 a 5 %.

5.3.2.2. Ensayo Hveem

Las dimensiones de la muestra son las mismas. Se usa una célula triaxial especial para medir la resistencia de la mezcla al desplazamiento lateral bajo cargas verticales a 60 T. Valores de estabilidad entre 30 y 37 dan mezclas satisfactorias. El ensayo de hinchamiento, hecho a temperatura ambiente mide la resistencia a la acción del agua.

El cohesiómetro da un índice de la resistencia a la tracción del concreto asfáltico. La misma muestra del estabilómetro es llevada al cohesiómetro donde es sometida a tracción flexionándola alrededor de su base. Los resultados son expresados en una escala arbitraria donde 0 indica falta de resistencia a tracción y 700 un concreto asfáltico muy bueno.

5.3.2.3. Módulo resiliente diametral

Es un ensayo de carga repetitiva en probetas cilíndricas (forma Marshall). La distribución de tensiones y deformaciones específicas dentro de la probeta es la misma que la desarrollada en el ensayo de tracción indirecta. En este caso, la carga dinámica es aplicada a través de una célula de carga a lo largo del diámetro de la probeta (diámetro = 4" ó 10 cm). La muestra es asegurada en un collar y ubicada debajo de la célula de carga. Hay sensores para medir deformaciones horizontales y verticales asegurados contra el collar y haciendo contacto con la muestra (Figura 5.7).

La carga vertical produce deformaciones según el diámetro horizontal, que se miden en transductores. La frecuencia de la aplicación de la carga varía de 0.3 a 1.0 Hz. Las cargas mantienen la muestra dentro del régimen elástico con un intervalo de descanso entre cargas para permitir una recuperación de la fluencia.

El módulo resiliente es:

$$M_r = \frac{P(\mu + 0.2734)}{\Delta h * t} \quad (5.12)$$

donde:

M_r = módulo resiliente (psi)

P = carga dinámica lb.

μ = coeficiente de Poisson = 0.35.

Δh = deformación total en pulg.

t = espesor de la probeta, en pulg

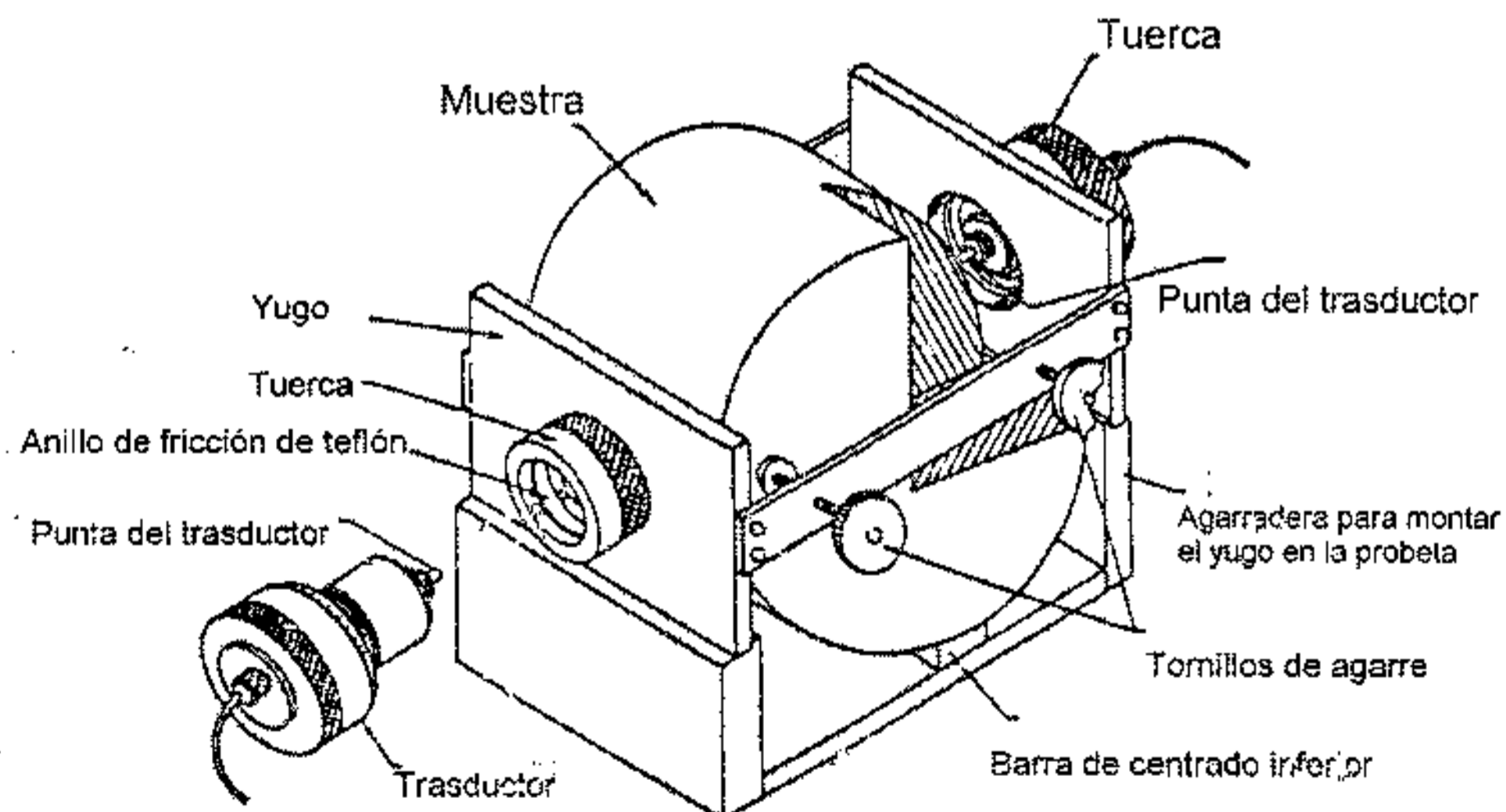


Figura 5.7. Disposición de transductores para medir el módulo resiliente

El módulo resiliente del concreto asfáltico depende de la temperatura.

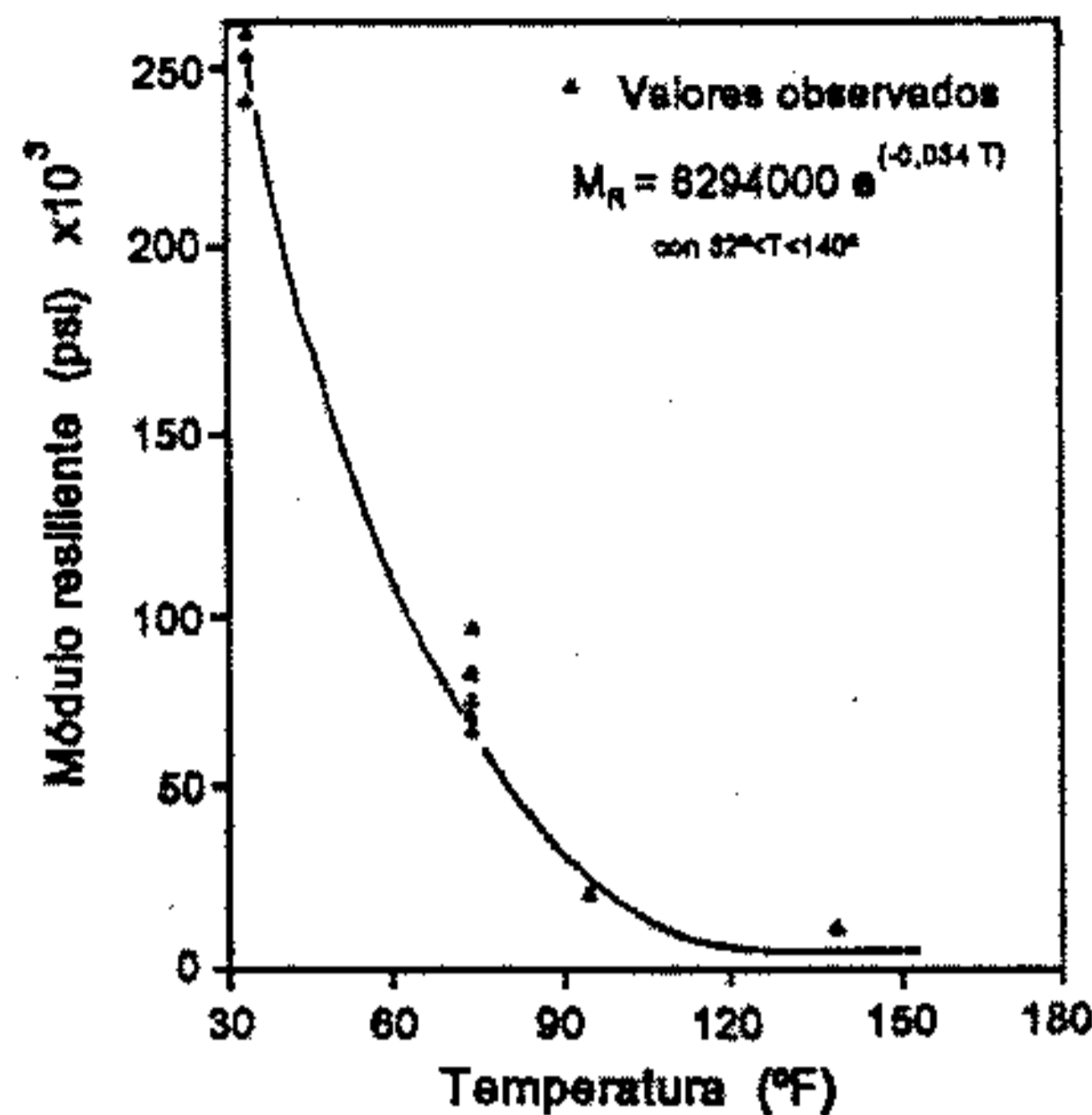


Figura 5.8. Variación del módulo resiliente con la temperatura

5.3.2.4. Módulo dinámico de rigidez

Este es obtenido mediante ensayos dinámicos cíclicos de flexión. La carga aplicada es pulsante con una duración de 0.1 seg y un período de reposo de 0.4 seg. La rigidez a flexión (flexural stiffness), calculada luego de 200 repeticiones es:

$$E_o = Pa \frac{(3L^2 - 4a^2)}{48I\Delta} \quad (5.13)$$

siendo:

P = carga dinámica

a = (L-4)/2

L = luz de la viga (probeta)

Δ =centro dinámico de deflexión

5.3.2.5. Resistencia a la tracción Indirecta

Se determina en las probetas Marshall (4" x 2.5" o 10 cm x 6.3 cm) de la misma forma que para probetas de hormigón. La carga es aplicada a una velocidad de 51 mm/min a una temperatura estándar de 22 $^{\circ}\text{C}$.

Estudios recientes de investigación han demostrado que los coeficientes de fatiga pueden ser calculados a partir de datos de ensayos de tracción indirecta. Maupin (1976) demostró que las características de fatiga de concretos asfálticos densos responden a estas expresiones:

$$\text{Para deformación constante: } N_F = K_2(1/e)^n \quad (5.14)$$

donde:

N_F = número de cargas para reducir el módulo dinámico de rigidez en 1/3

f = deformación radial específica en la capa asfáltica

$$K_2 = 10^{(7.92 - 0.0122 S_{it})}$$

$$n = 0.0374 S_{it} - 0.744$$

S_{it} = resistencia a la tracción indirecta, en psi

$$\text{Para tensiones constantes: } N_F = K_1(1/S)^n \quad (5.15)$$

donde:

N_F = número de cargas para provocar el colapso de la muestra

S = tensión radial aplicada a la capa asfáltica

$$N = 11.6 - 0.000396 E_{it}$$

E_{it} = rigidez al 75% de la deformación de rotura, en psi

$$K_1 = e^{(n \ln(12.6 S_{it} - 558))}$$

S_{it} = resistencia a la tracción indirecta, en psi

La representación de datos de fatiga a deformación constante es la más usada. El ensayo a tensión constante es más útil para ensayar y diseñar pavimentos más gruesos.

La fisuración por fatiga es una de las dos mayores causas de fallas en pavimentos asfálticos. La falla consiste en la formación progresiva de fisuras bajo cargas repetitivas. Cuando se incrementa el número de cargas, la fisura se propaga a través de la capa de pavimento y eventualmente aparece una fisura visible en la superficie del pavimento. Una falla por fatiga generalmente está definida como el punto en el cual un porcentaje dado de la superficie del pavimento se cubre con fisuras por fatiga.

Hay muchos métodos para determinar las propiedades de fatiga en mezclas bituminosas. Una de ellas es la carga al tercio en vigas de concreto asfáltico. Las muestras son vigas prismáticas de concreto asfáltico de 3 x 3 x 15" (7.5 x 7.5 x 38 cm) y cargadas con solicitaciones pulsantes de 0.1 seg de duración con 0.4 seg de descanso.

La relación es del tipo:

$$N_F = K_1(1/e)^{K_2} \quad (5.16)$$

donde:

N_F = número de repeticiones hasta la falla

e = deformación inicial luego de las primeras 200 repeticiones

K_1, K_2 = coeficientes de regresión

K_1 y K_2 dependen de la naturaleza de la muestra, del tipo de cemento asfáltico y de la temperatura de ensayo.

El ensayo de fatiga puede hacerse en probetas Marshall (4" x 2.5" ó 10 cm x 6.3 cm) obtenidas por moldeo en laboratorio o extraídas de pavimentos existentes. El ensayo es muy similar al del módulo

resiliente. En este caso la fatiga se define como el número total de ciclos al cual la muestra se parte en dos mitades o al número de ciclos para producir un decremento en el módulo resiliente en un 50 %.

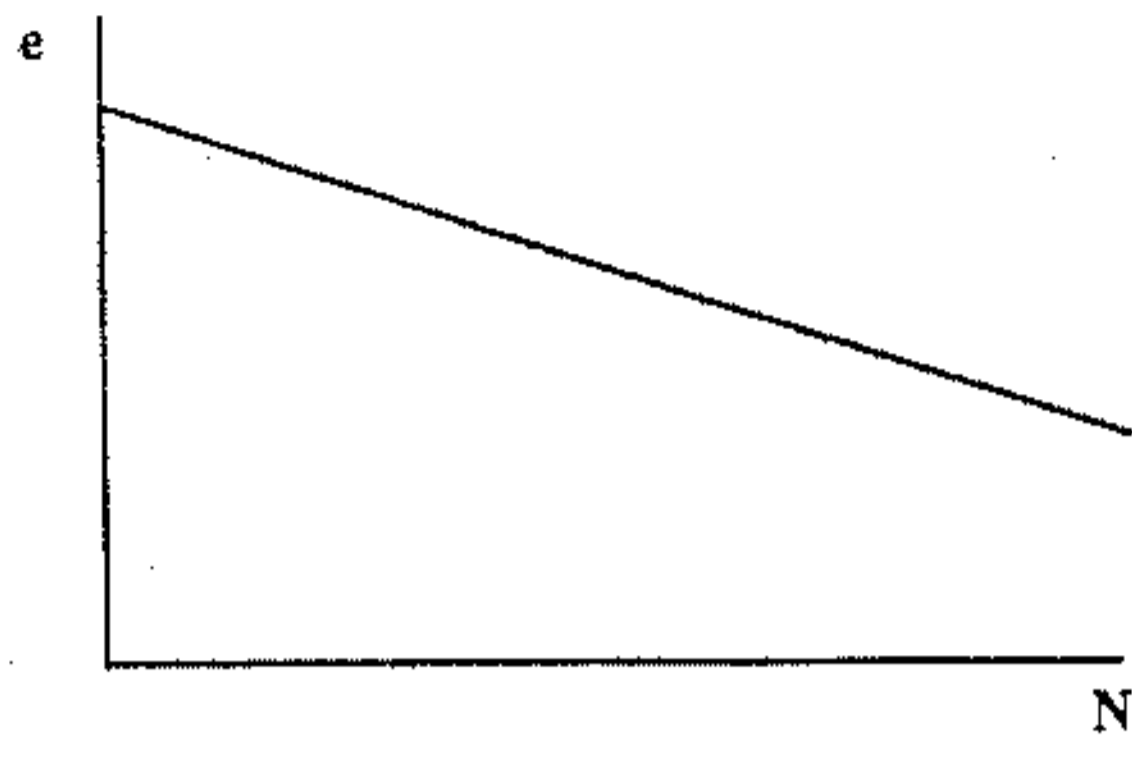


Figura 5.9. Relación entre repeticiones de cargas y deformación

El problema de la fisuración por fatiga fue estudiado por numerosos investigadores, tanto en laboratorio como in situ. Los resultados demuestran la linealidad existente en diagramas log-log. Así la ecuación AASHTO/ARE es:

$$N_f = 9.73 \times 10^{-15} (e_R)^{-5.16} \quad (5.17)$$

donde:

N_f = número de repeticiones de cargas

e_R = máxima deformación radial específica en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico

Este modelo fue desarrollado usando teorías elásticas lineales multicapa con dos cargas circulares para representar una rueda dual. Los módulos de capa fueron determinados a partir de ensayos de laboratorio en probetas con presiones de confinamiento correspondientes a las esperadas en una estructura de pavimento, pero consideradas como independientes de las tensiones en el análisis de regresión lineal.

5.3.2.6. Ahuellamiento

Es la acumulación gradual de deformación permanente en las capas del pavimento. La expresión que da el número de repeticiones de cargas hasta producir la rotura por ahuellamiento es:

$$N_f = 1.365 \times 10^{-9} (e_v)^{-4.477} \quad (5.18)$$

donde:

N_f = número de repeticiones de carga

e_v = deformación vertical máxima en el extremo superior de la subrasante

Este procedimiento limita la deformación vertical en el extremo superior de la subrasante a un valor que no sobre solicite al suelo, pero no provee ningún diseño para las capas superiores. Por lo tanto las

especificaciones de los materiales deben ser cuidadosamente controladas para asegurar el mínimo de deformaciones.

5.3.3. Características térmicas y de humedad

Las características térmicas de los pavimentos asfálticos no son las mismas que las de los pavimentos de hormigón, por ejemplo no hay alabeos por gradientes de temperatura, pero una reducción de la misma produce fisuras. En climas fríos es común ver fisuras transversales en pavimentos de concreto asfáltico.

5.3.3.1. Desprendimientos y peladuras

Los desprendimientos consisten en la pérdida de agregados de la superficie y las peladuras en la pérdida de asfalto en la superficie. Estos fenómenos indican que hay una adherencia asfalto-agregado insuficiente y traen como consecuencia una reducción del módulo, resistencia a la tracción y capacidad de carga. Hay aditivos que permiten evitar este problema. Consisten en compuestos orgánicos que alteran la química del asfalto-agregado para resistir mejor la penetración de humedad en la interfase. La cal, que puede ser usada como filler, mejora la resistencia a los fenómenos de desprendimientos y peladuras.

5.3.4. Coeficientes estructurales o de capa

Estos coeficientes son una medida de la capacidad relativa de cada capa como componente estructural de un pavimento, aunque directamente no sean un índice de la resistencia del material. No obstante ello, estos coeficientes están correlacionados con distintos parámetros resistentes.

En la Figura 5.10 hay un ábaco, válido para capas de concreto asfáltico, donde estos coeficientes "a" están en función de la estabilidad Marshall, del cohesiómetro de Hveem y del módulo resiliente.

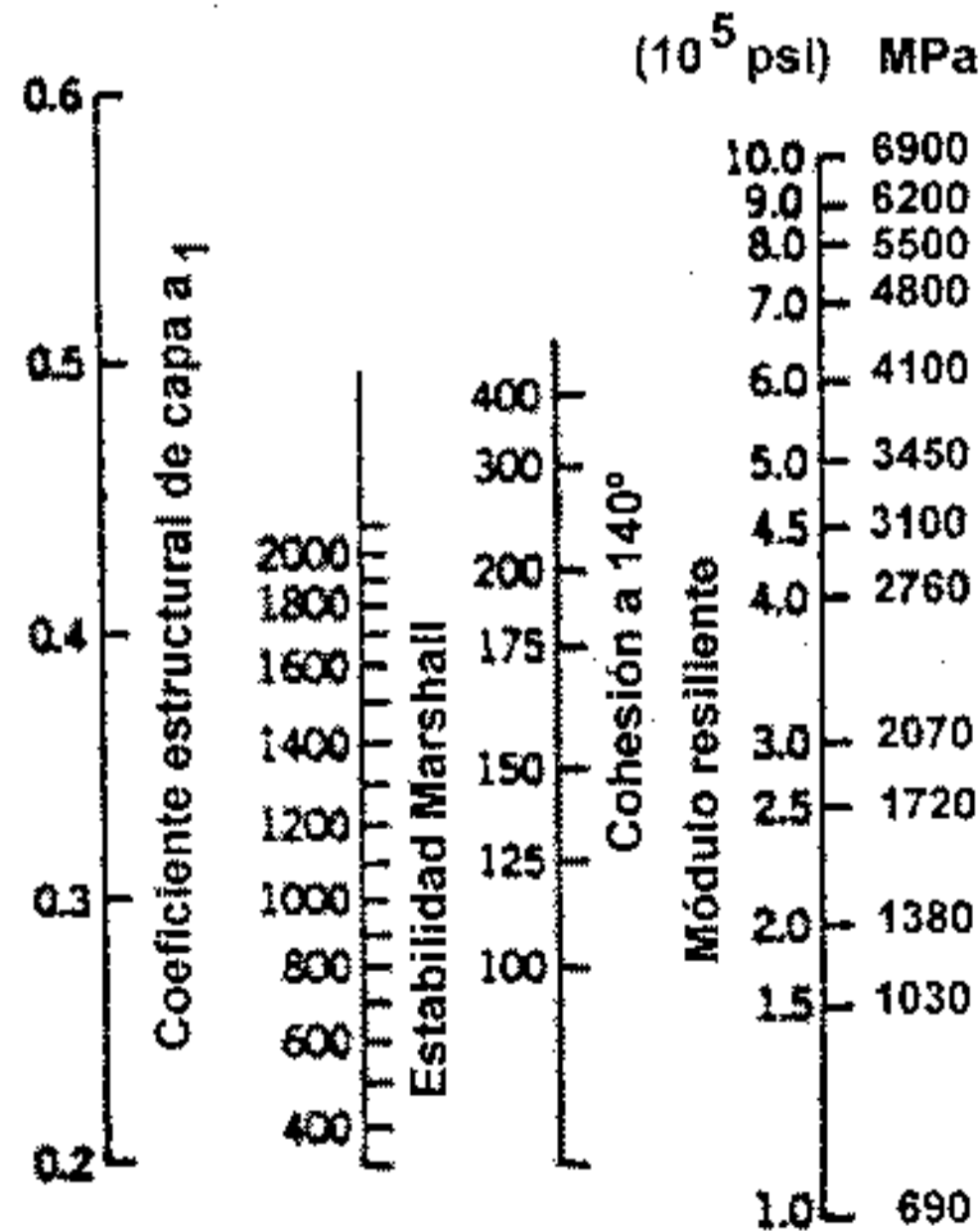


Figura 5.10. Coeficientes estructurales para capas asfálticas relacionados con varios ensayos

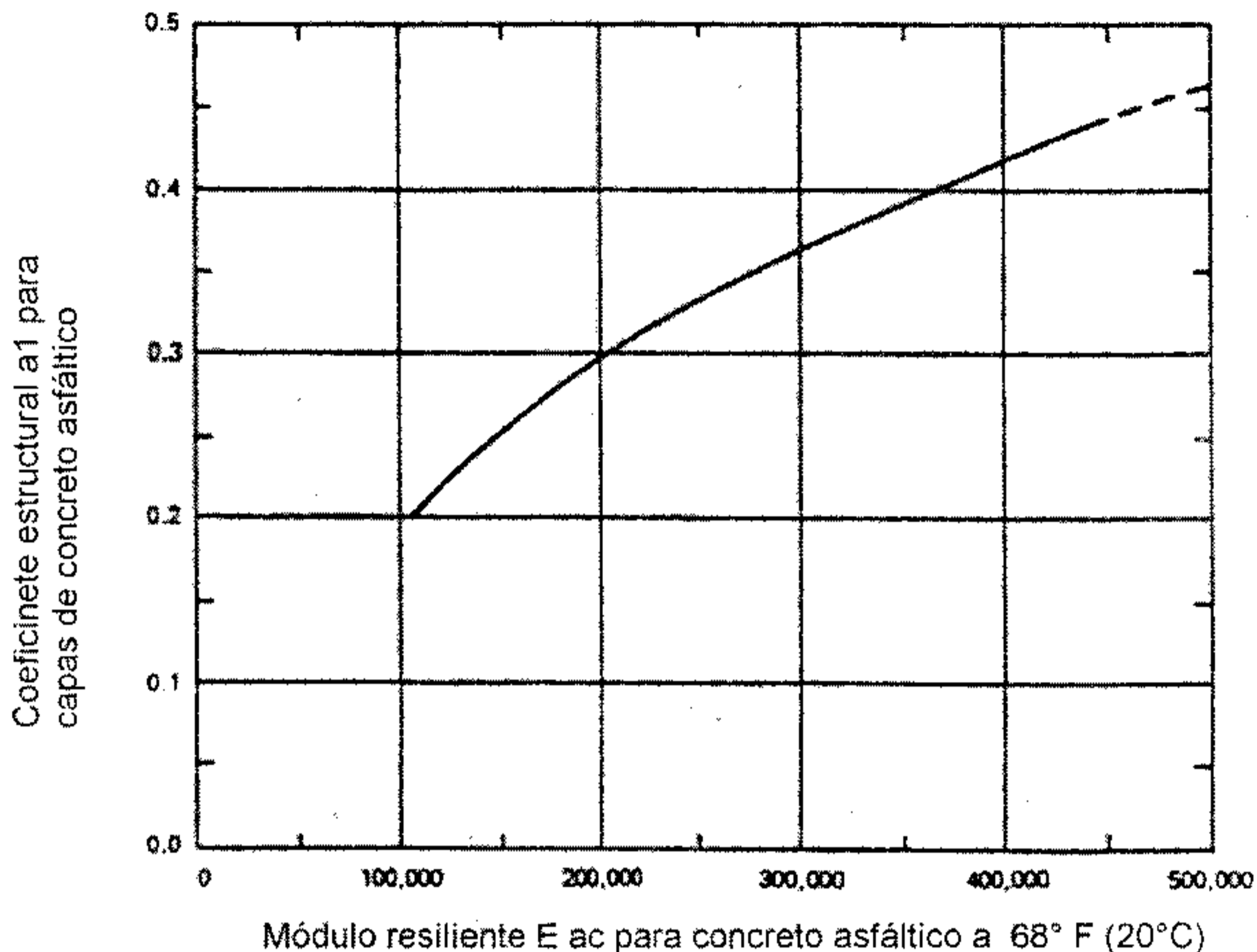


Figura 5.11. Gráfico para determinar el coeficiente estructural de capas asfálticas en función del módulo resiliente

5.4. BASES

Las características de los materiales para base o subbase varían si éstas no son estabilizadas, como las bases granulares, o si están estabilizadas con asfalto o con cemento.

5.4.1. Mezclas de agregados de suelos

Los parámetros de diseño para mezclas de agregados son: resistencia, módulo resiliente y requerimientos de permeabilidad.

5.4.1.1. Resistencia

La estabilidad de una mezcla de agregados depende de su granulometría, densidad relativa, fricción interna y cohesión. Una base granular o una subbase se diseñan para una máxima estabilidad y un alto ángulo de fricción interna. La granulometría y el contacto entre partículas provee la resistencia al corte necesaria. La resistencia de materiales no ligados está expresada en función del CBR, ensayos triaxiales o ensayos R (Hveem).

Tabla 5.2. CBR y requerimientos para subbase

	Máximo CBR de diseño	Tamaño de agregado máximo	Pasa tamiz Valor máximo		LL	IP
			2.0 mm No. 10	0.075 mm No. 200		
	%	mm	%	%	%	%
Subbase	50	76(3")	50	15	25	5
Subbase	40	76(3")	80	15	25	5
Subbase	30	76(3")	100	15	25	5
S selecc	20	76(3")	---	25	25	12

Tabla 5.3. CBR y requerimientos para base

Base tipo	CBR diseño %
Piedra partida bien graduada	100
Macadam c/agua	100
Macadam seco	100
Bases bituminosas intermedias y superficiales en caliente	100
Roca caliza	80 - 100
Estabilizado granular	80

Para un diseño, el valor de CBR de bases granulares está relacionado con el CBR de las capas inferiores por esta expresión:

$$CBR_{base} = F (CBR_{subbase}) \quad (5.19)$$

$$CBR_{subbase} = F (CBR_{subrasante})$$

Los valores de F se obtienen de la Figura 5.12. Por ejemplo para un módulo resiliente de concreto asfáltico de 400000 psi:

$$\text{Subrasante CBR} = 10\% \quad F = 2.3$$

$$\text{Subbase CBR} = 2.3 \times 10 = 23 \%$$

$$\text{Base CBR} = 2.3 \times 23 = 53 \%$$

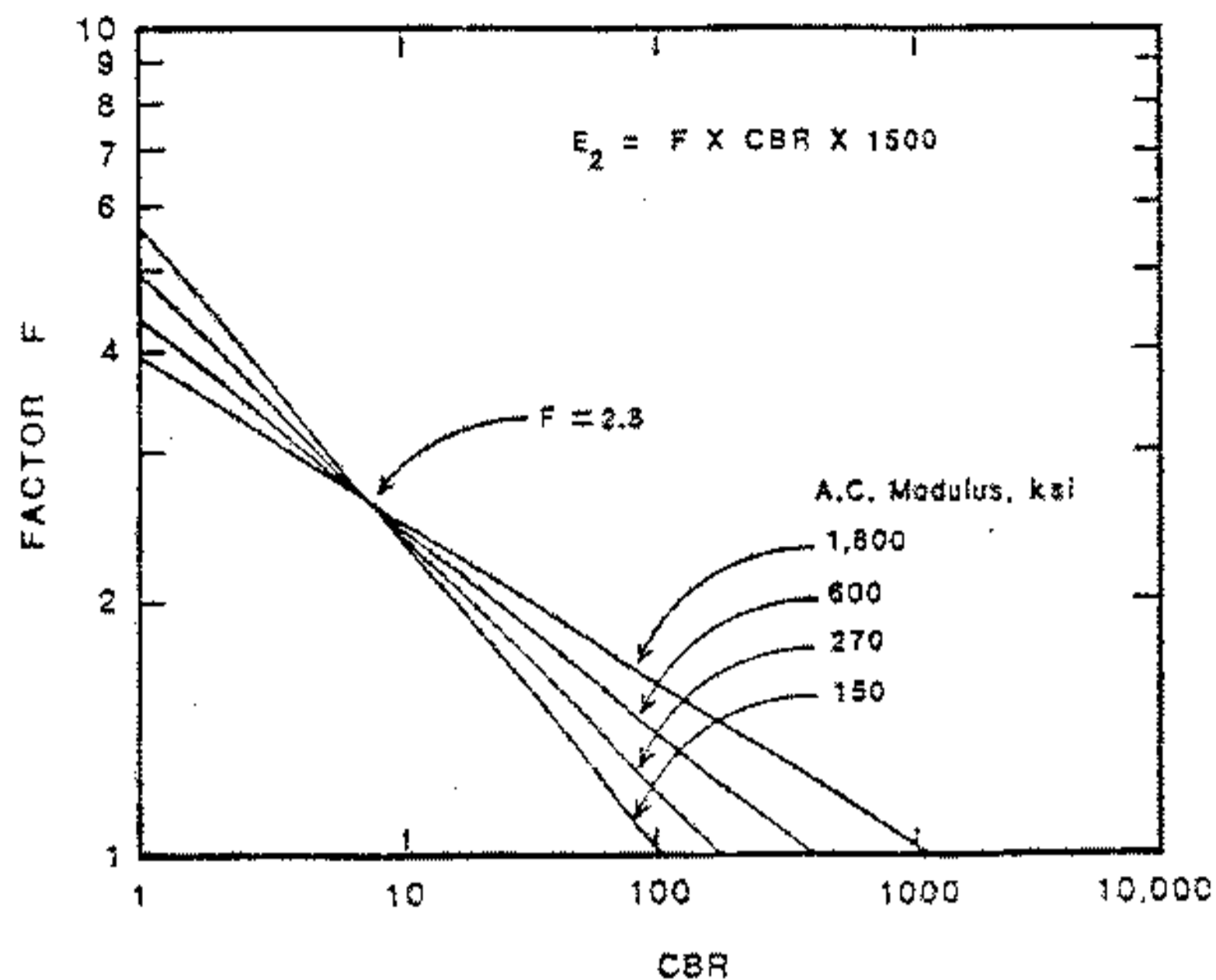


Figura 5.12. Valores de F para diseño de bases y subbases

5.4.1.2. Módulo resiliente

Este parámetro depende de las tensiones aplicadas y responde a la siguiente expresión:

$$M_r = K_1 (\theta_3)^{K_2} \tag{5.20}$$

siendo:

$$\theta_3 = \text{presión de confinamiento} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

K_1, K_2 = coeficientes de regresión

Los valores más comunes de K_1 y K_2 son 9600 y 0.55 respectivamente. Los valores típicos de presión de confinamiento varían entre 34 KPa (5 psi) hasta elevadas presiones de 345 KPa (50 psi), dependiendo del espesor de la capa y de la carga. El valor del módulo resiliente para estas condiciones varía entre 23,625 psi (163 MPa) a 82,550 psi (580 MPa) para las condiciones de baja o alta presión.

El módulo de la base depende del soporte brindado por la subrasante. Con esta expresión se puede calcular un módulo medio:

$$E_{base} = K * E_{subrasante} \tag{5.21}$$

K es un coeficiente que es función de $E_{subrasante}$ indicado en la tabla 5.4.

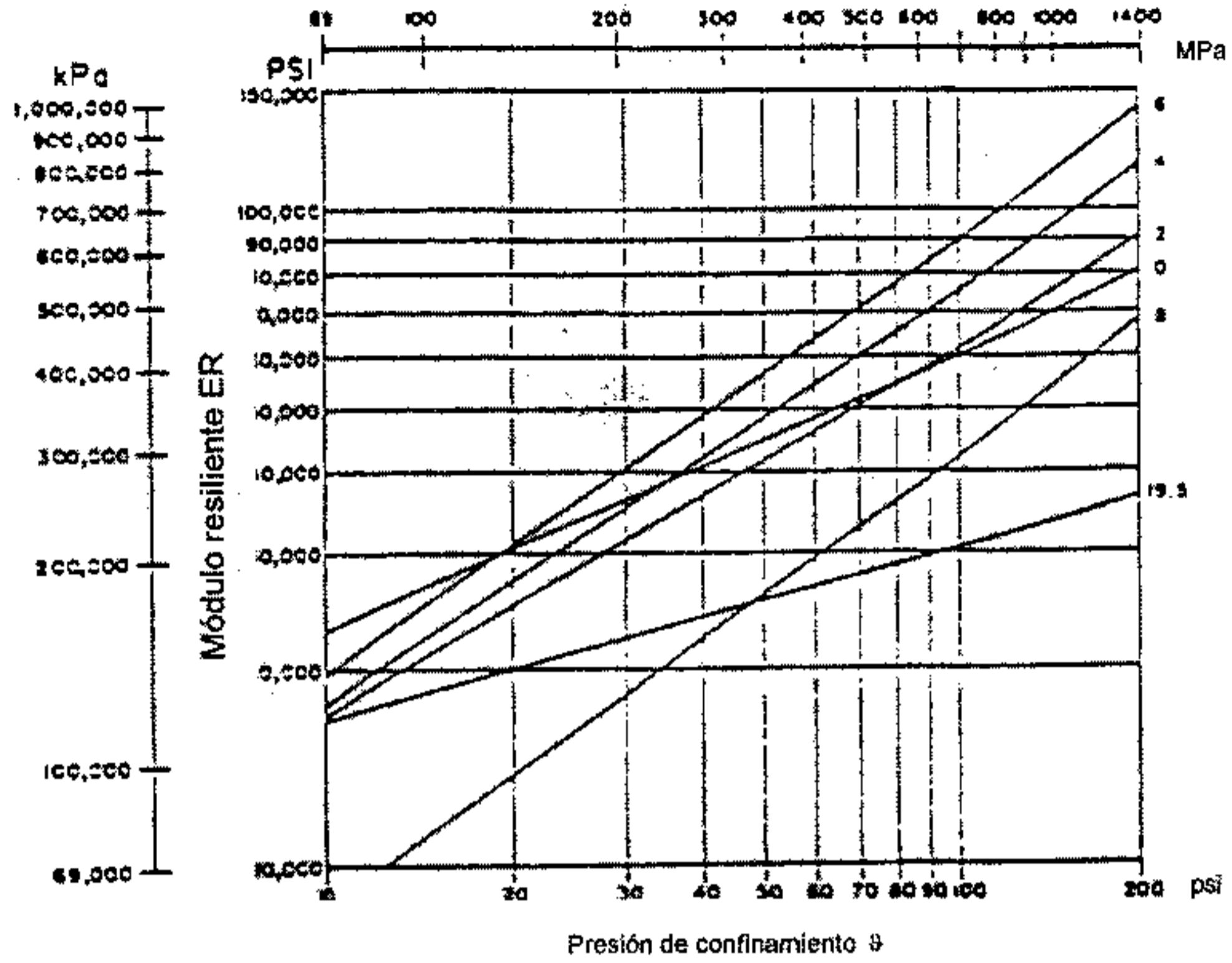


Figura 5.13. Módulo resiliente para bases granulares con más del 5% de finos

Tabla 5.4. Valores de K en función de $E_{\text{subrasante}}$

K	$E_{\text{subrasante}}$ MPa (psi)
3.5 - 4.8	21 (3000)
2.4 - 2.7	41 (6000)
1.8 - 1.9	83 (12000)
1.6 - 1.8	138 (20000)
1.5 - 1.7	207 (30000)

Además el módulo está relacionado con el CBR. En la fig. 5.14 está indicada la relación entre M_R Y CBR

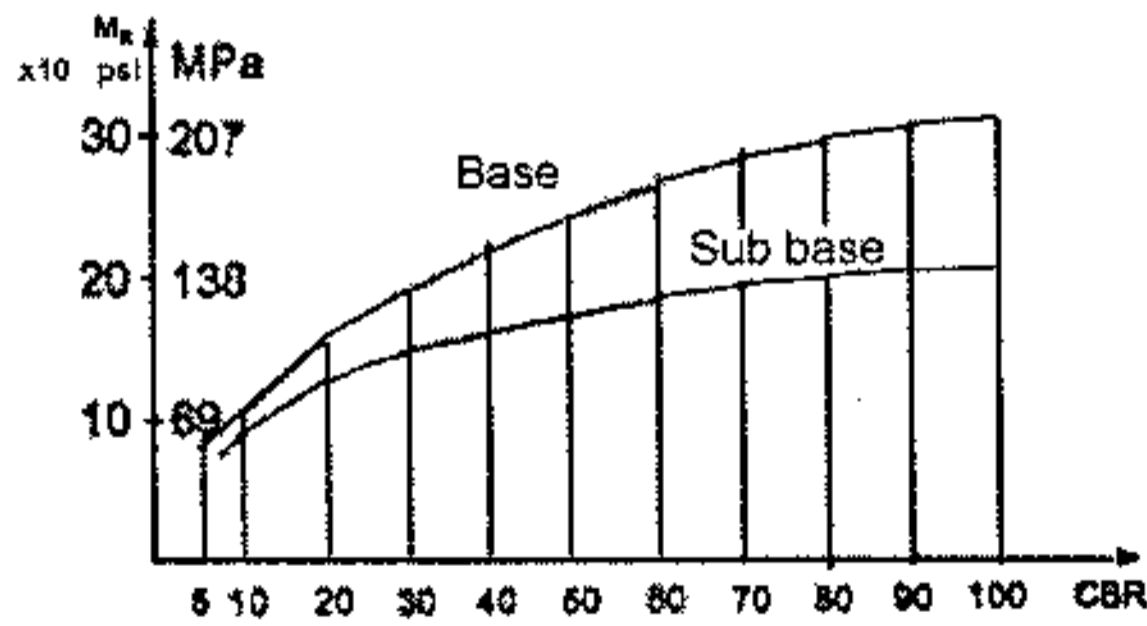


Figura 5.14. Relación entre M_r y CBR para base y subbase

5.4.2. Bases tratadas con cemento

Pueden ser usadas bajo pavimentos de hormigón para proveer buen soporte estructural, resistir o minimizar el bombeo y minimizar los efectos de humedad y ciclos de congelación y deshielo. Este tipo de base puede usarse para pavimentos de concreto asfáltico, pero las fisuras por retracción desarrolladas por las bases tratadas con cemento se pueden reflejar en superficie.

El diseño de una base tratada con cemento se hace en base a requerimientos de resistencia a las cargas de tránsito y a ciclos de congelación y deshielo. Esta última se mide por el porcentaje de pérdida de peso de la muestra luego de 12 ciclos de congelamiento a $-8\text{ }^{\circ}\text{C}$ y deshielo por un día. El criterio de resistencia mecánica es expresado como la mínima resistencia a la compresión simple a los 7 días. Esto está dado en función de la granulometría por el ábaco de la Figura 5.15.

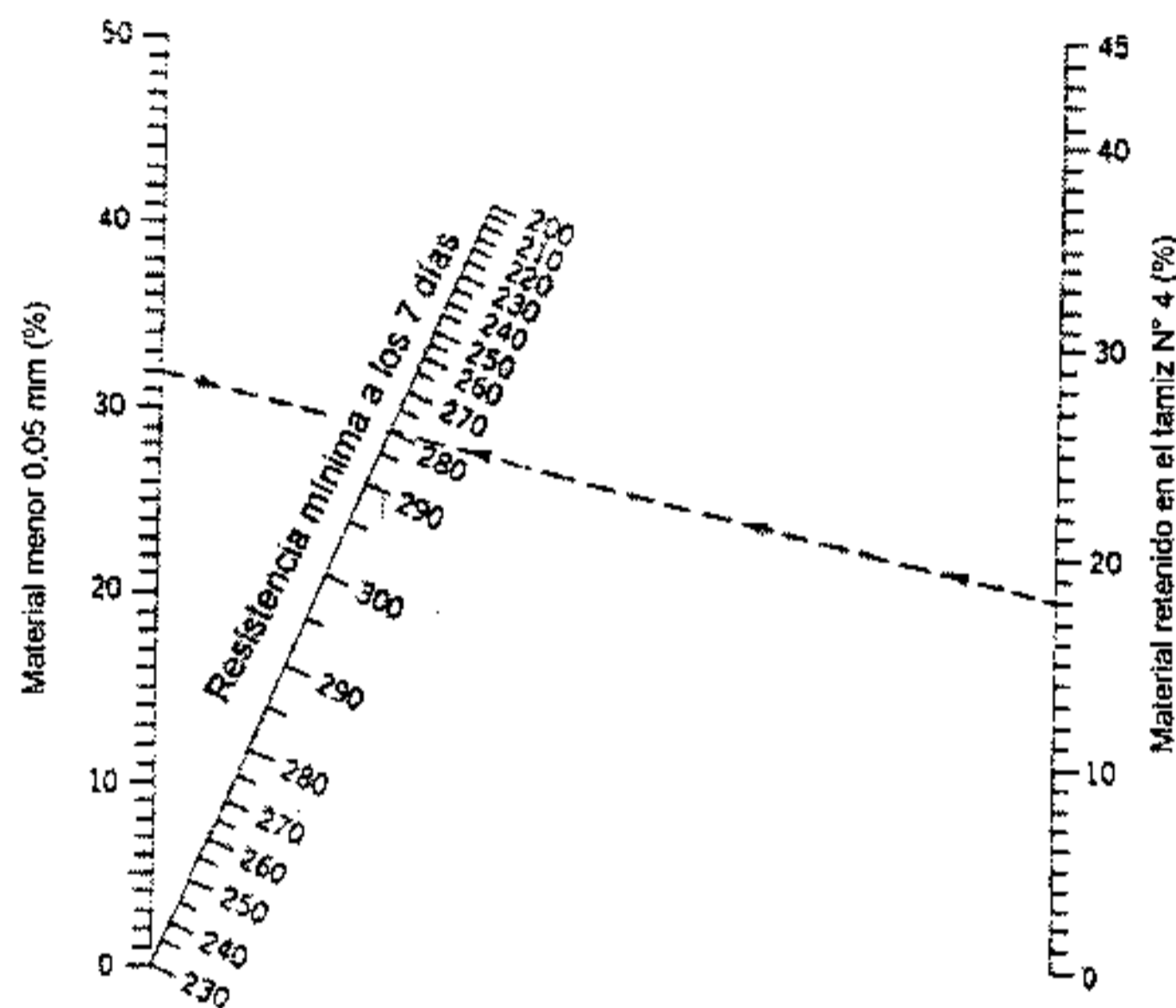


Figura 5.15. Resistencia mínima requerida a la compresión a los 7 días para mezclas de suelo-cemento que contienen material retenido en TN°4

La resistencia a la compresión de las bases tratadas con cemento está asociada por la relación de polvo (Ver Figura 5.16) que es:

$$\frac{\% \text{ pasa TNo. 200}}{\% \text{ pasa TNo. 30}}$$

Estas bases son más rígidas que las bases granulares no tratadas y, en consecuencia, resisten mejor las deformaciones de la losa del pavimento ya que resisten el alabeo térmico, que incluso puede manifestarse en forma de fisuras transversales. Puede, a veces, tener lugar una falla transversal, por lo que es conveniente colocar juntas poco espaciadas y barras pasadoras en pavimentos rígidos sobre bases tratadas con cemento.

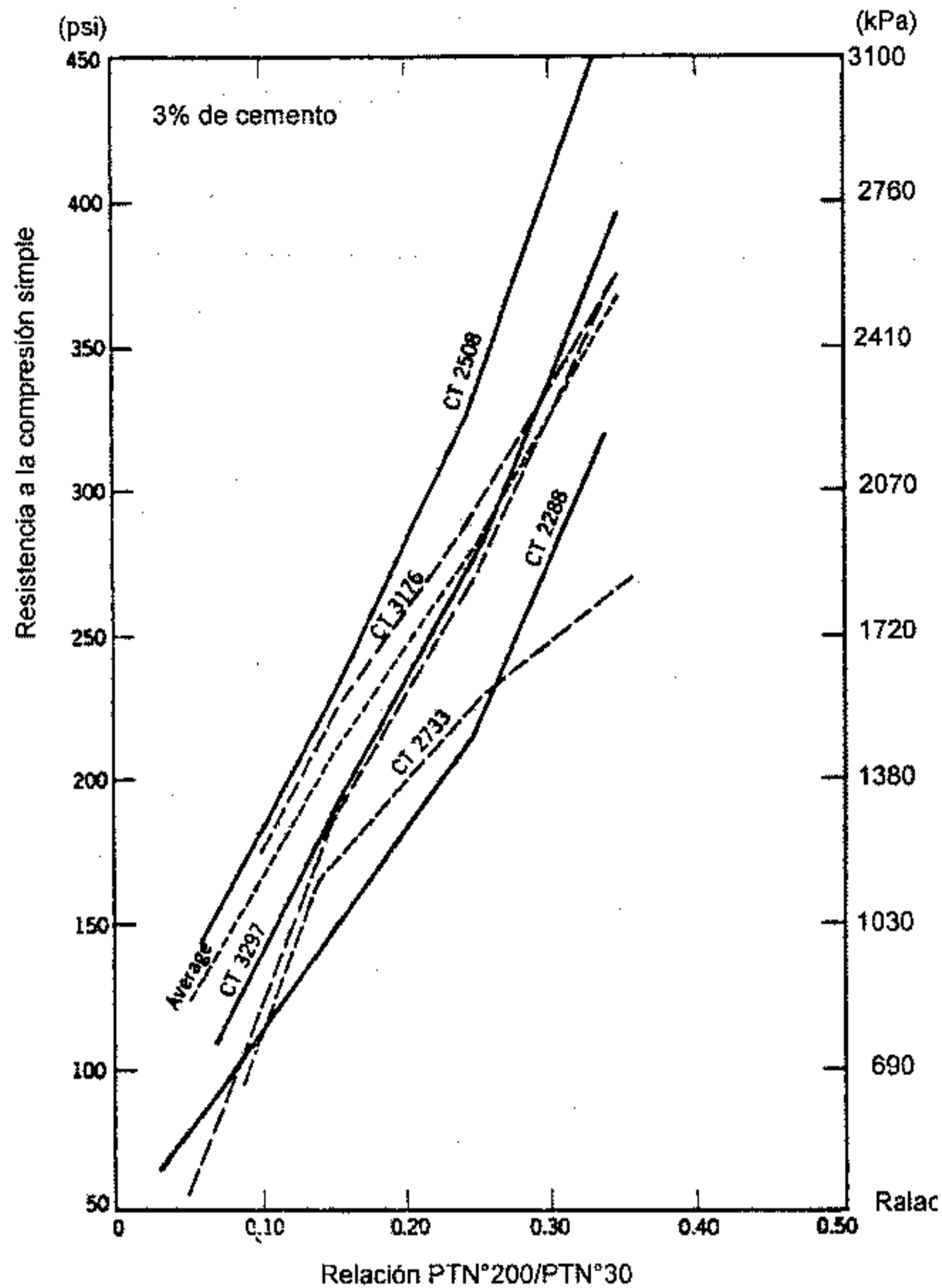


Figura 5.16 Efecto de la relación de polvo en la resistencia a la compresión de varias bases tratadas con cemento

5.4.2.1. Módulo elástico

Este parámetro depende del tipo de suelo, propiedades y contenido de cemento. El módulo elástico de esta mezcla es independiente de la tensión aplicada dado que estos materiales son linealmente elásticos en el rango de cargas usuales. No obstante, el módulo elástico se puede incrementar en el tiempo debido a reacciones puzolánicas. Los valores más usuales para suelo-cemento varían entre 345 y 13,800 MPa, mientras que las bases tratadas con cemento los tienen entre 6,700 y 20,700 MPa.

5.4.3. Bases tratadas con asfalto

Tienen aplicación en todo tipo de pavimentos. Estos materiales se diseñan para incrementar la resistencia estructural, mejorar la resistencia al bombeo y mejorar las condiciones de drenaje. Las bases permeables

tratadas con asfalto dan excelentes propiedades drenantes. Los criterios para diseño de este tipo de materiales son los mismos que para concreto asfáltico.

Cuando se utilizan bajo un pavimento de hormigón se deben hacer las mismas consideraciones que para una base tratada con cemento. La rigidez de la base tratada con asfalto puede incrementar las tensiones de alabeo en la losa, por lo que deben usarse juntas más próximas. Además en casos de erosión de bases tratadas con asfalto puede esperarse escalonamiento en las juntas.

Las bases tratadas con asfalto pueden hacerse con asfaltos emulsionados. El módulo resiliente de este tipo de mezclas está comprendido entre el correspondiente a una base granular y el de un concreto asfáltico, variando entre 550 y 3,450 MPa (80,000 a 500,000 psi). Para estimar el módulo resiliente de estas mezclas se usa esta expresión:

$$\ln(M_R \times 10^3) = 0.04\gamma + 2.46(SF) - 0.015(\text{Pen}) - 1.13 \quad (5.22)$$

donde:

γ = densidad (lb/pie)

SF = fracción de arena (material entre tamiz N°40 y tamiz N°200) en porcentaje

Pen = penetración del asfalto a 25°C (77°F)

Para una mezcla con el 40% de arena (SF=0.4), una densidad $\gamma=2,240 \text{ Kg/m}^3$ (140 pci) y una penetración para el asfalto Pen = 20, el M_R aplicando la fórmula citada es:

$$0.04 \times 140 + 2.46 \times 0.40 - 0.015 \times 20 - 1.13 = 5.154 \quad M_r \times 10^3 = e^{5.154} \text{ resultando : } M_R = 17,300 \text{ psi}$$

5.4.4. Coeficientes estructurales o de capa

Son coeficientes que están relacionados con parámetros resistentes de bases granulares, subbases granulares, bases tratadas con asfalto y bases tratadas con cemento. Conforme a estos coeficientes, se puede proceder al diseño de un paquete estructural para un pavimento flexible.

En las Figuras 5.17, 5.18, 5.19 y 5.20 se muestran ábacos para determinar los coeficientes estructurales para bases granulares, subbases granulares, bases tratadas con cemento y bases tratadas con asfalto, las mismas que han sido extractadas de la Guía AASHTO - 93.

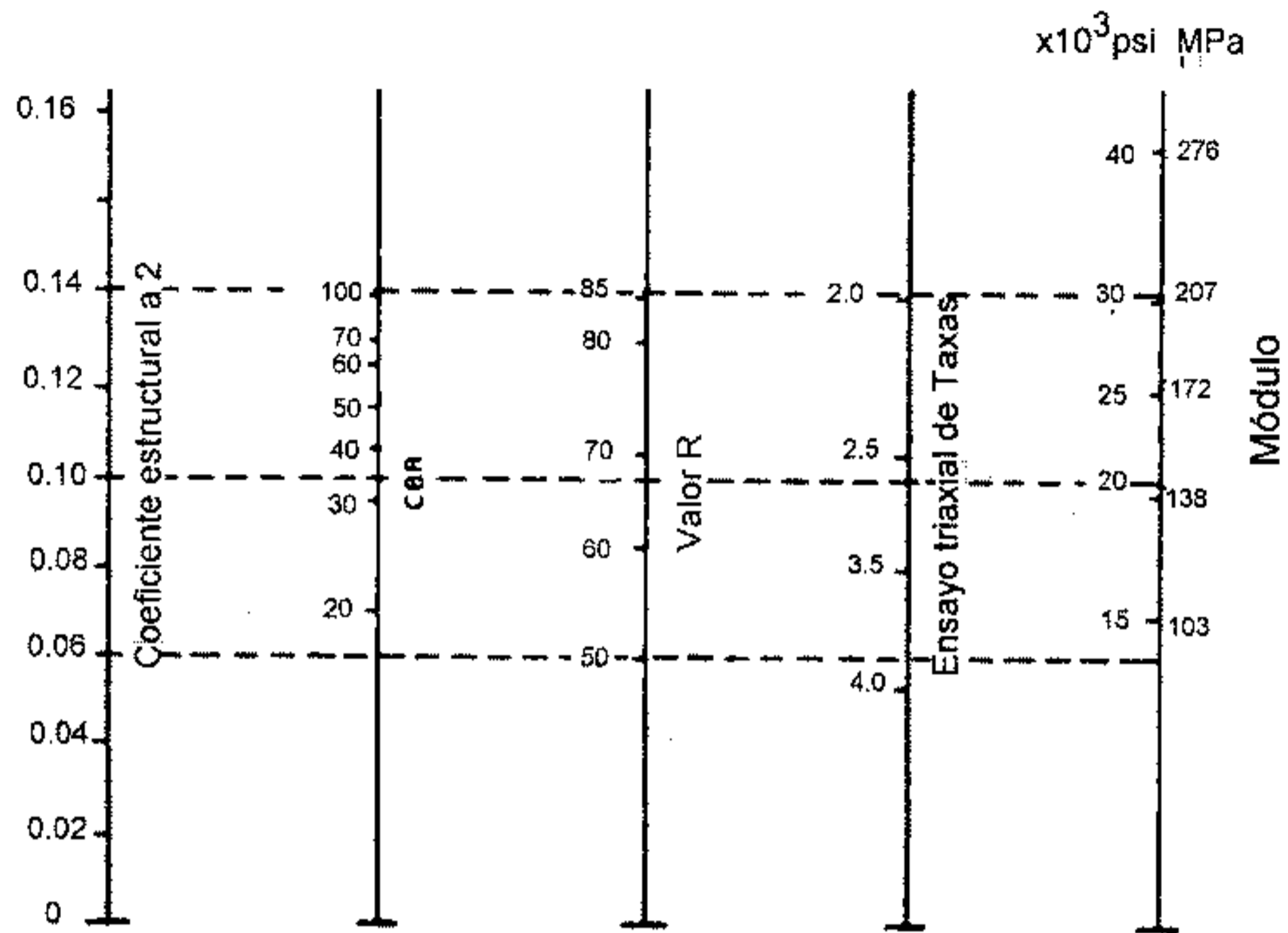


Figura 5.17. Relación entre el coeficiente estructural para base granular y distintos parámetros resistentes.

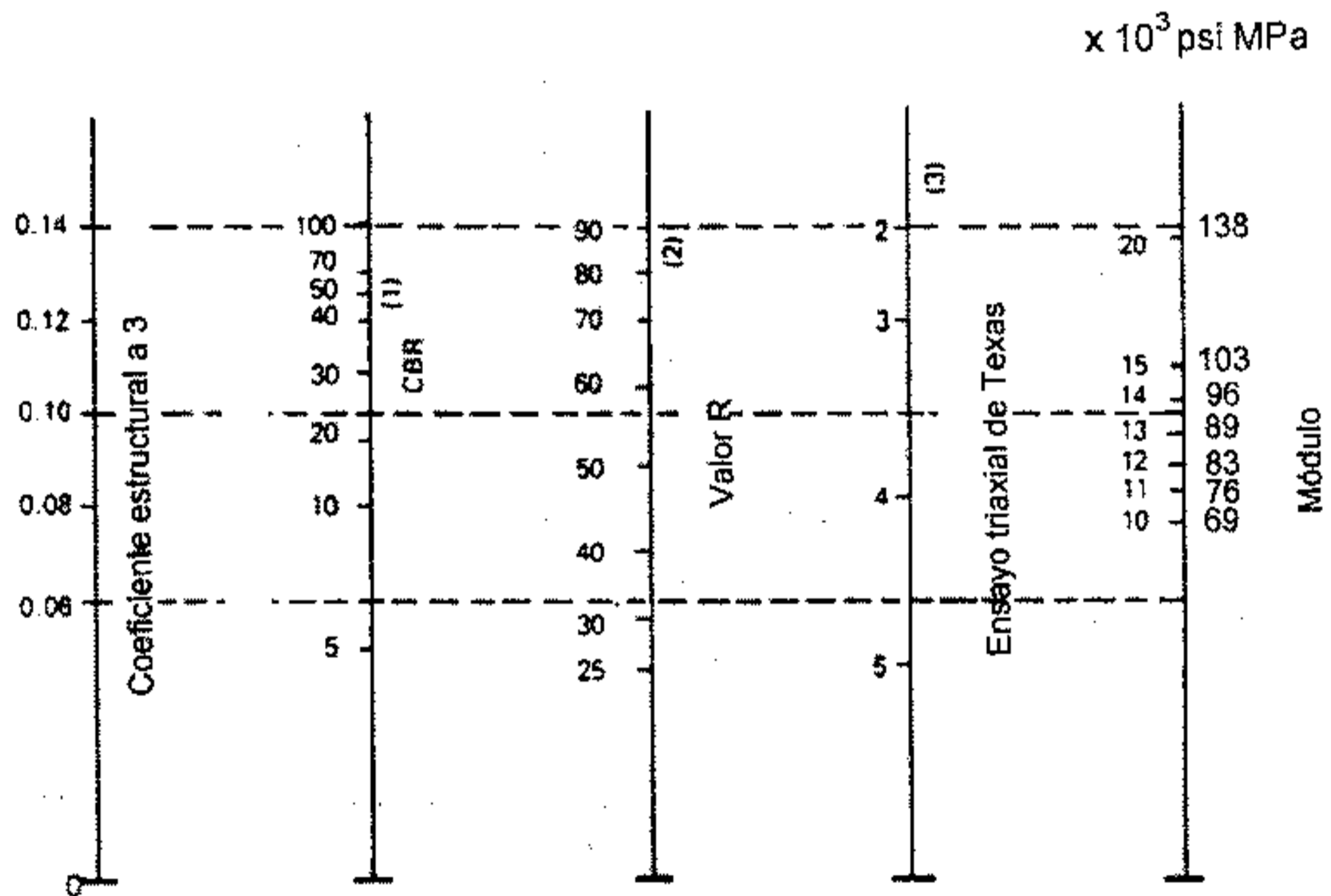


Figura 5.18 Relación entre el coeficiente estructural para subbase granular y distintos parámetros resistentes.

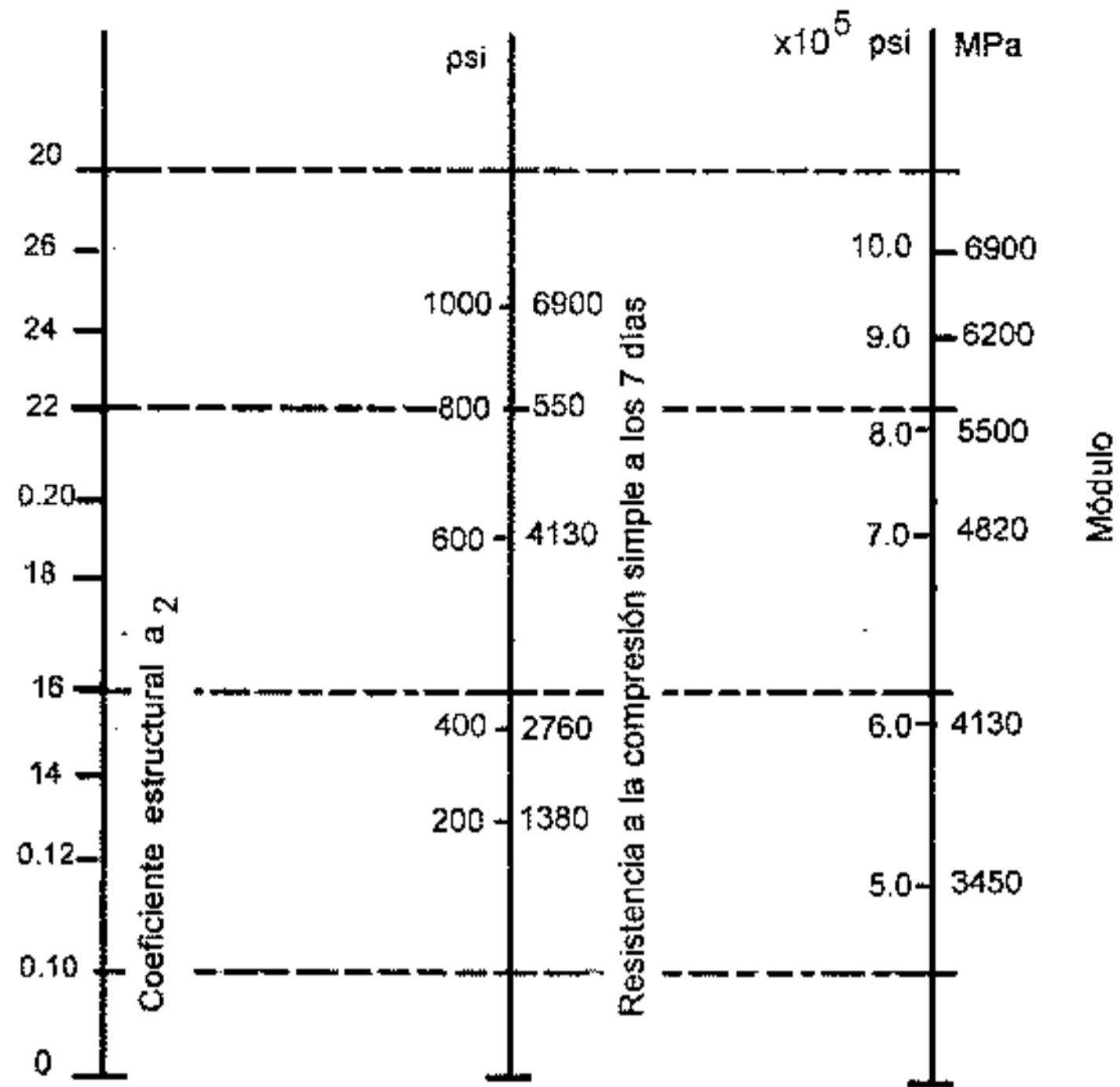


Figura 5.19. Relación entre el coeficiente estructural para base tratada con cemento y distintos parámetros resistentes.

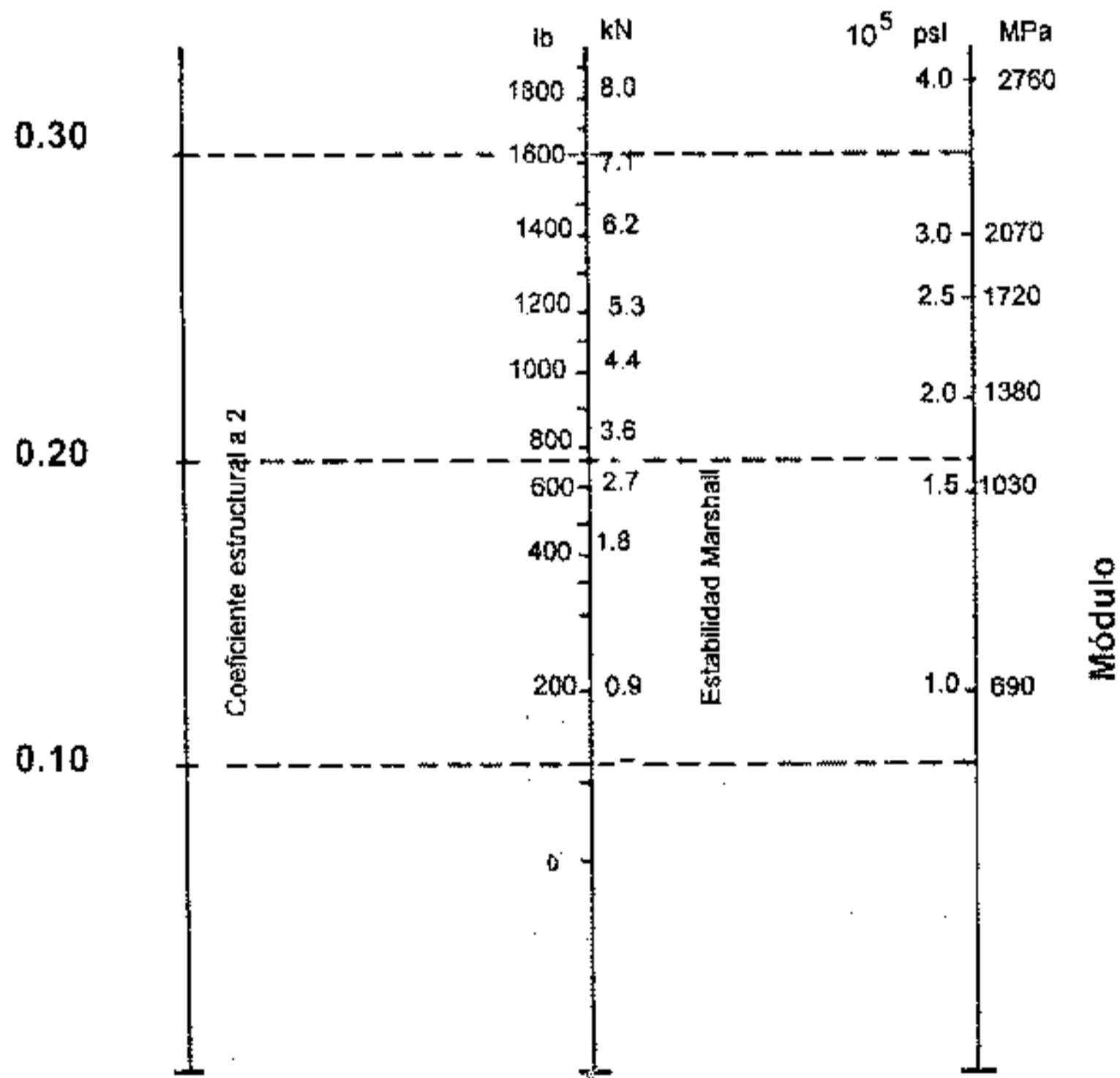


Figura 5.20. Relación entre el coeficiente estructural para base tratada con asfalto y distintos parámetros resistentes

5.4.5. Bases permeables

Son bases con alto grado de permeabilidad (mayor de 305 m/día o 0.35 cm/seg) que permiten que el agua que penetra en el pavimento pueda drenar rápidamente. Estas bases pueden ser tratadas o no tratadas. En el caso de bases tratadas, éstas pueden ser con cemento o con asfalto. El cemento se agrega en una cantidad de 80 a 170 Kg/m³ y el asfalto entre un 2.0 y 2.5% en peso. Las bases tratadas deben tener suficiente ligante como para mantener el material ligado y brindar estabilidad. En ambos casos debe usarse material de filtro como subbase para evitar que esta base drenante se contamine con finos provenientes de la subrasante. Alternativamente se puede usar un geotextil.

El espesor mínimo para bases granulares drenantes es 4" (10 cm). Este espesor debe ser suficiente para permitir que el agua vaya hacia drenes colectores laterales. Esta base permeable se debe extender como mínimo entre 0.30 y 1.00 m afuera del borde del pavimento para proveer una superficie estable para la pavimentadora, aunque normalmente se prefiere extenderla por debajo de la totalidad de las bermas.

Tabla 5.5. Condiciones que debe cumplir una base drenante

Tamiz	No tratada	Tratada				
		Nº 57	California	California	Wisconsin	Nueva Jersey
1.5"	100	100	---	100	---	---
1.0"	95-100	95-100	100	86-100	---	100
3/4"	---	---	90-100	X+/22	90-100	95-100
1/2"	60-80	25-60	35-65	---	---	85-100
3/8"	---	---	20-45	X+/22	20-55	60-90
Nº4	40-55	0-10	0-10	0-18	0-10	15-25
Nº8	5-25	0-5	0-5	0-7	0-5	2-10
Nº10	---	---	---	---	0-5	---
Nº16	0-8	---	---	---	---	2-5
Nº50	0-3	---	---	---	---	---
Nº200	---	0-2	0-2	---	---	---

X=valor propuesto por el contratista

CAPITULO 6

CONCEPTOS DE CONFIABILIDAD

6.1. INTRODUCCIÓN

La variabilidad es uno de los conceptos que más debe tener en cuenta el ingeniero proyectista de pavimentos. Todo está relacionado con la variabilidad en un pavimento: su diseño, construcción, rendimiento, mantenimiento y rehabilitación.

En esta sección se realiza una breve reseña de conceptos estadísticos, con algunos ejemplos para ver cómo la variabilidad afecta el diseño de un pavimento.

6.2. CONCEPTOS BÁSICOS DE VARIABILIDAD

6.2.1. Valor medio, rango, desvío estándar y coeficiente de variación

En el método AASHTO se usan como variables de entrada los módulos resilientes de la subrasante y de las distintas capas que forman el paquete estructural, coeficientes de drenaje, datos de tránsito, etc. que son variables que pueden variar, cada una de ellas, en un amplio rango. Es por esta razón que el ingeniero debe conocer los conceptos estadísticos más elementales para poder manejar estas variables en forma correcta.

La media o valor medio es el promedio aritmético de todas las observaciones medidas. Se lo obtiene sumando los valores de cada una de las observaciones y dividiendo el resultado por el número N de observaciones.

El rango es la diferencia entre el valor más alto de una observación dada y el valor más bajo. Esto proporciona una idea de la exactitud de los datos.

El desvío estándar es una medida del desvío de los datos con respecto al valor medio. Cuanto menor sea el desvío estándar, los datos medidos estarán más próximos al valor medio. Por ejemplo, para la longitud de barras pasadoras en juntas de un pavimento de hormigón es de esperar un desvío estándar muy pequeño, sobre todo si ha habido un buen control en el corte de las barras. Por el contrario, para las máximas temperaturas en un mes es de esperar un gran desvío estándar.

El coeficiente de variación es la relación entre el desvío estándar y el valor medio.

Para fijar mejor los conceptos se usará este ejemplo. Sea una sección de un pavimento de hormigón de 7.3 m de ancho por 305 m de largo, hormigonado el mismo día, de donde se extrajeron 5 probetas para hacer ensayos de compresión simple que arrojaron como resultados:

Muestra	f'_c (MPa)
1	20.86
2	30.95
3	25.07
4	17.93
5	26.93

$$\text{Valor medio } f'_c = \sum \frac{f_{ci}}{N} = \frac{20.86 + 30.95 + 25.07 + 17.93 + 26.93}{5} = 24.35 \text{ MPa} \quad (6.1)$$

$$\text{Rango } R = f'_{c\text{máx}} - f'_{c\text{min}} = 30.95 - 17.93 = 13.02 \text{ MPa} \quad (6.2.)$$

$$\text{Desvío estándar } SD_{fc} = \frac{\left[\sum (f_{ci}^2) - \left(\sum f_{ci} \right)^2 / N \right]^{0.5}}{N-1} \quad (6.3)$$

$$SD_{fc} = \frac{\left[20.86^2 + 30.95^2 + 25.07^2 + 17.93^2 + 26.93^2 - \frac{(20.86 + 30.95 + 25.07 + 17.93 + 26.93)^2}{5} \right]^{0.5}}{5-1} = 5.10 \text{ MPa}$$

$$\text{Coeficiente de variación } COV_{fc} = \frac{SD}{\text{Media}} = \frac{5.10}{24.35} \times 100 = 21\% \quad (6.4)$$

Si existe un buen control de calidad en el caso de hormigones, el coeficiente de variación será del 10%. Si el control es pobre, este valor puede ser mayor al 20%. Estos coeficientes varían de acuerdo al material y a la variable a analizar. Por ejemplo, los espesores de losa varían muy poco, un 3%.

6.2.2. Muestra versus variación

Es necesario tener en cuenta que la media o el desvío estándar de sólo 5 muestras representan sólo una muestra estimada del verdadero valor medio de la sección del pavimento a estudiar. El valor verdadero de la media y el desvío estándar de la población sólo puede ser obtenido extrayendo muchísimas muestras para ensayar y esto es poco práctico. Podemos concluir que cuanto mayor sea el número de muestras estudiadas de una dada población, mejor serán los resultados.

6.2.3. Distribución de variación

Para el ejemplo antes citado se han graficado en el histograma de Figura 6.1.a los resultados obtenidos. Un histograma con un número tan reducido de muestras (5) no dice nada. En cambio, si se ensayan 100 muestras, el histograma tendrá una distribución como la de la Figura 6.1.b. En este caso ya puede observarse como es la tendencia de la distribución. Por último, si se ensayan muchísimas muestras, su histograma será como el de la Figura 6.1.c. A este tipo de distribución se la llama distribución "normal".

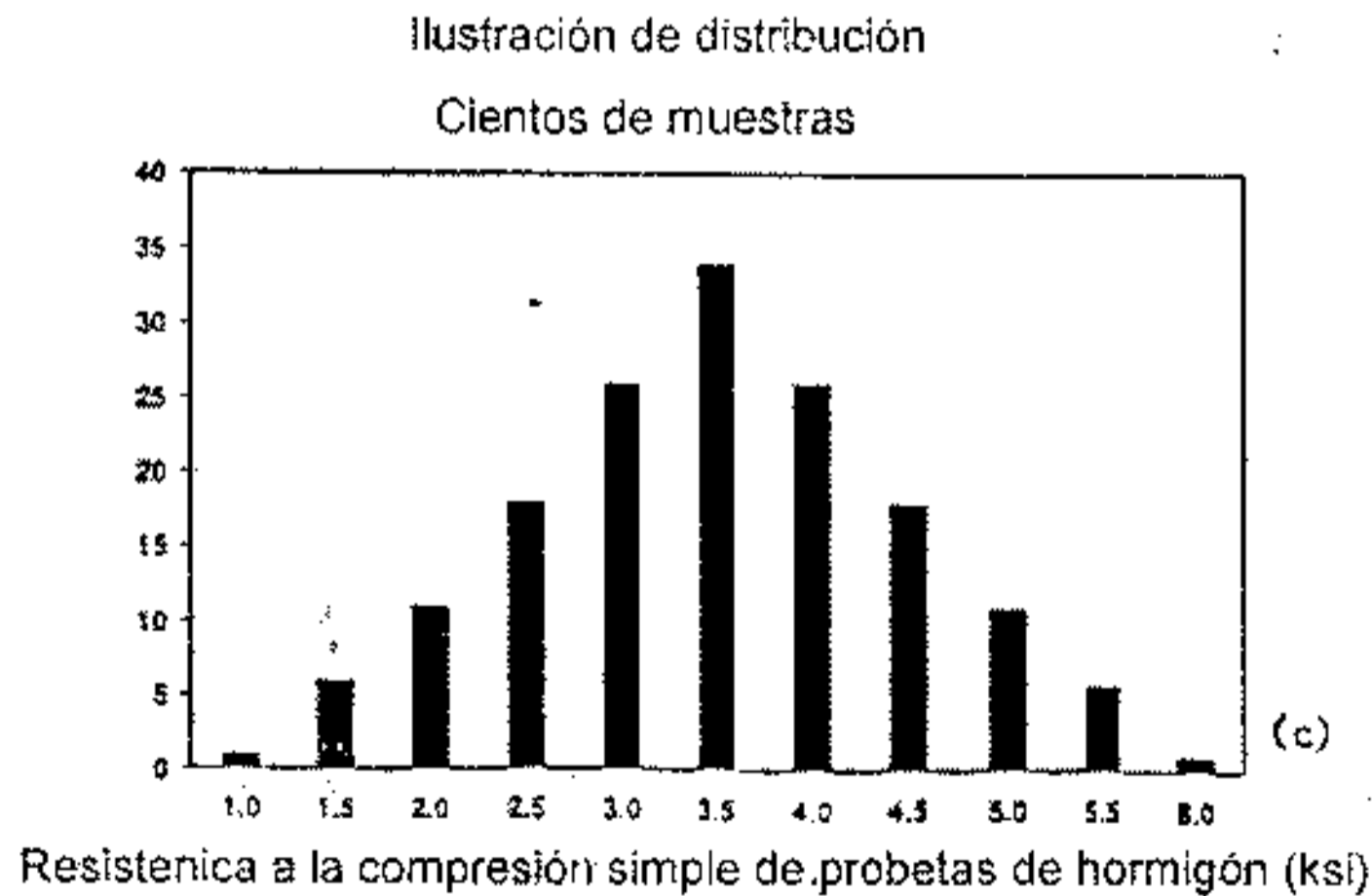
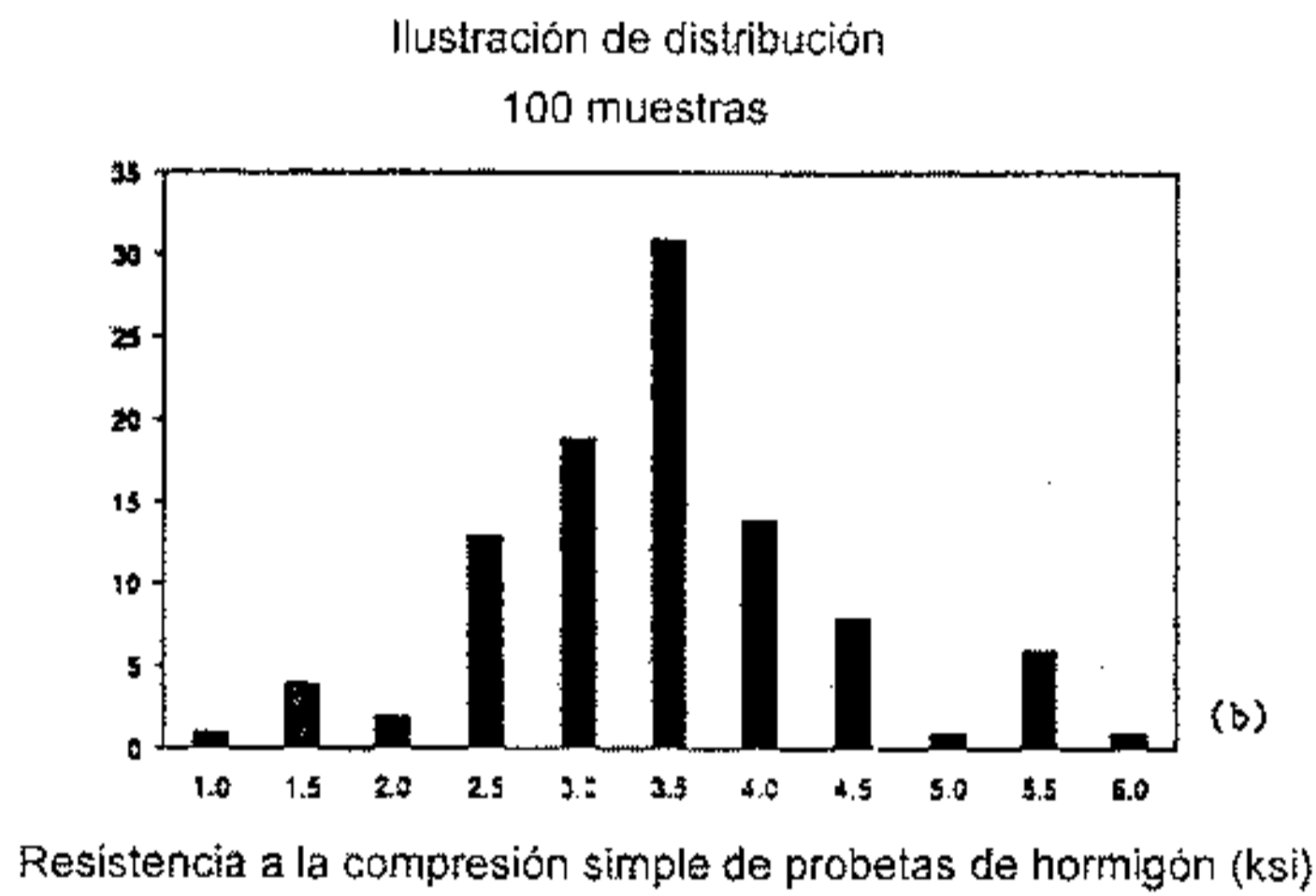
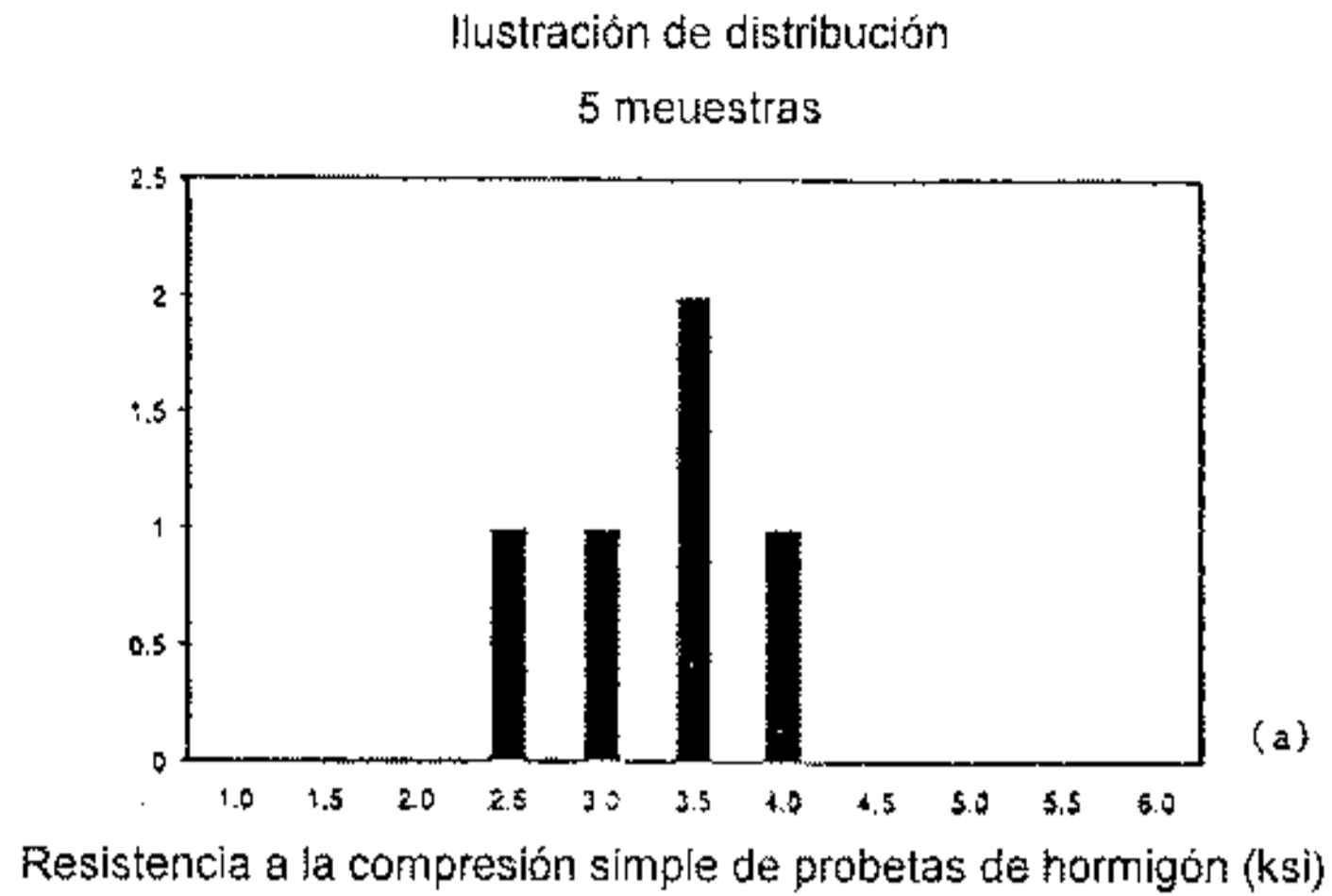


Figura 6.1. Ejemplos de distribuciones estadísticas

La distribución normal es muy útil en trabajos de control de calidad o para estudiar los efectos de la variabilidad en el rendimiento y diseño de pavimentos y otras estructuras. Hay también otro tipo de distribuciones: log normal, gamma, uniforme, beta, etc.

La curva de distribución normal tiene forma de campana, y esta forma depende de dos parámetros, la media y el desvío estándar. A mayor desvío estándar, más aplanada será la curva (mayor rango y mayor coeficiente de variación).

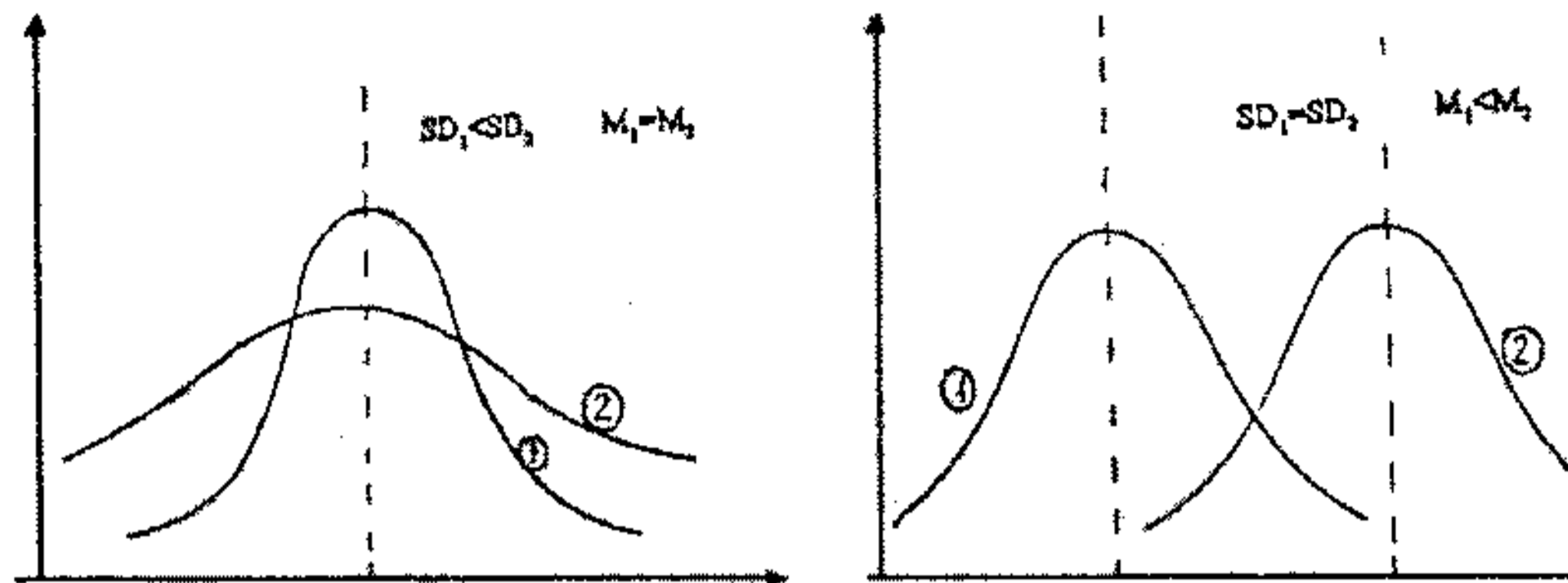


Figura 6.2. Distintos casos de distribuciones normales

En el diseño de pavimentos las distribuciones más usadas son la normal y la log normal.

Las curvas de distribución pueden ser estandarizadas y de esta manera poder conocer por ejemplo la probabilidad de que una variable sea mayor o menor que un valor determinado. En una curva estandarizada el valor medio es 0 y el desvío estándar es 1. El área bajo la curva entre $-\infty$ y $+\infty$ vale 1 y se han hecho tablas que indican el área bajo la curva hasta un valor dado (Ver Tabla 6.1).

En nuestro ejemplo, se nos plantea la necesidad de saber cuál es la probabilidad de que el hormigón tenga una resistencia a la compresión simple menor de 17.24 MPa.

$$\text{El valor } z = \frac{x - \text{MEDIA}}{\text{SD}} = \frac{17.24 - 24.35}{5.10} = -1.39 \quad (6.5)$$

Despreciando el signo negativo y entrando en la Tabla 6.1 para $z = -1.39$ se obtiene un área de 0.9177, que es la probabilidad de que la resistencia sea mayor que 17.24 MPa. La probabilidad de que la resistencia sea menor que este valor es el complemento a 1 (Figura 6.3), o sea:

$$P\left(f'_{C(17.24\text{MPa})}\right) = 1 - 0.9177 = 0.0823 = 8.23\%$$

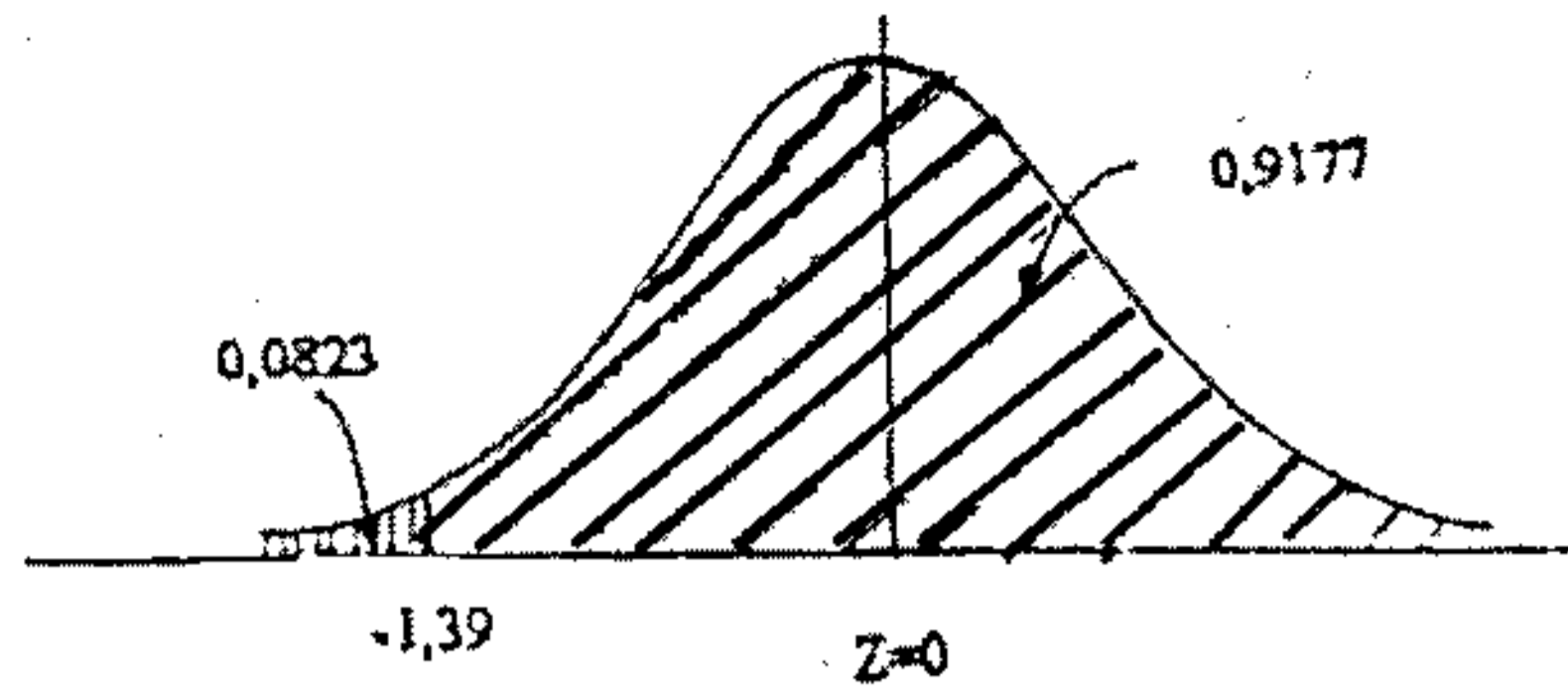


Figura 6.3. Áreas bajo la curva de distribución

Tabla 6.1. Áreas bajo una curva de distribución normal (Ang y Tang 1975)

Z	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5897	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9092	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9392	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9678	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9725	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9908	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9946	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.0000	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9960	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Veamos otro ejemplo: ¿Cuál es la probabilidad de que una sección de un pavimento soporte 1×10^6 ESALs? Se supone que el número de ESALs para llevar esta sección a una serviciabilidad final $p_t=2.5$ es 3×10^6 . Como se supone que la distribución del número de ejes que hacen fallar el pavimento es log normal, se tiene:

$$z = \frac{\log 1 \times 10^6 - \log 3 \times 10^6}{0.45} = \frac{6 - 6.4771}{0.45} = -1.06 \quad SD = 0.45$$

Para $z = 1.06$ según la Tabla 6.1 la probabilidad de que el pavimento resista más de 1×10^6 ESALs es 0.8554. La probabilidad de que resista menos de 1×10^6 es:

$$P(\text{ESALs}(1 \times 10^6)) = 1 - 0.8554 = 0.1446 = 14.46\%$$

6.3. EJEMPLOS DE VARIABILIDAD

Hay muchas fuentes de variabilidad en el diseño, construcción y comportamiento de pavimentos. He aquí algunos ejemplos:

6.3.1. Variabilidad en el diseño

El proyectista debe tener en cuenta ciertas variables de entrada en el diseño de un pavimento como por ejemplo: cargas de tránsito futuras, condiciones climáticas futuras, propiedades de materiales y propiedades de la subrasante. Los valores reales de estas variables cuando el camino esté en funcionamiento pueden diferir mucho de las consideradas en el diseño.

Por ejemplo, analicemos los valores del ensayo de Valor R (Hveem) tomadas a partir de muestras sacadas del terreno previo a la construcción del camino y los obtenidos de la subrasante luego de la construcción.

Tabla 6.2

Parámetro	Pre construcción	Post construcción
Media	55	65
Rango	13-70	35-75
Desvío estándar	16	9

En este caso los resultados obtenidos post construcción son menores que los tomados para el proyecto. Se trata de un caso favorable, pero no siempre ocurre así y pueden presentarse problemas.

En este otro ejemplo se ha tomado una cuidadosa consideración en la predicción del tránsito futuro. Pero la estimación de este valor tiene un alto grado de incertidumbre como ser: cambios en las distribuciones de ejes, mayor o menor desarrollo económico que el previsto y así el tránsito previsto puede ser mayor o menor que el real, con diferencias muy significativas como se indica en Figura 6.4. Si el tránsito real es mucho mayor que el previsto, la vida útil del pavimento se acortará.

6.3.2. Variabilidad en la construcción

Prácticamente todo lo asociado con la construcción del pavimento implica gran variabilidad e incertidumbre. La variabilidad en los materiales ha sido bien estudiada y comprendida y puede acotarse sin problemas. Pero hay también variación en otros rubros como ser: profundidad de colocación de armaduras (en pavimentos reforzados con acero), soporte de suelo, espesores de las distintas capas. En las Figuras 6.5, 6.6, 6.7 y 6.8 se dan ejemplos concretos.

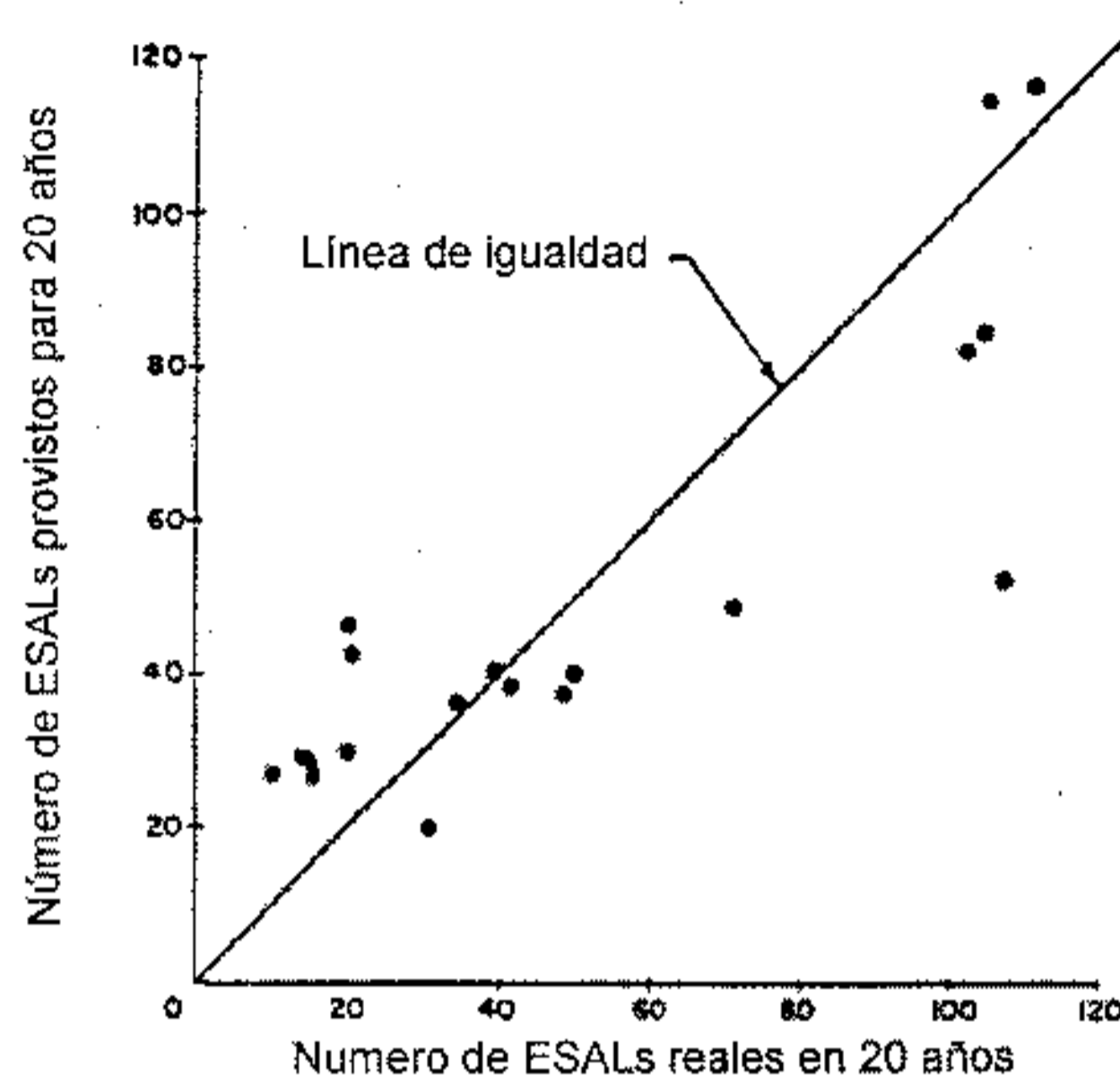


Figura 6.4. Número de ESALs predichos y reales para un período de análisis de 20 años (Darter y Hudson, 1973)

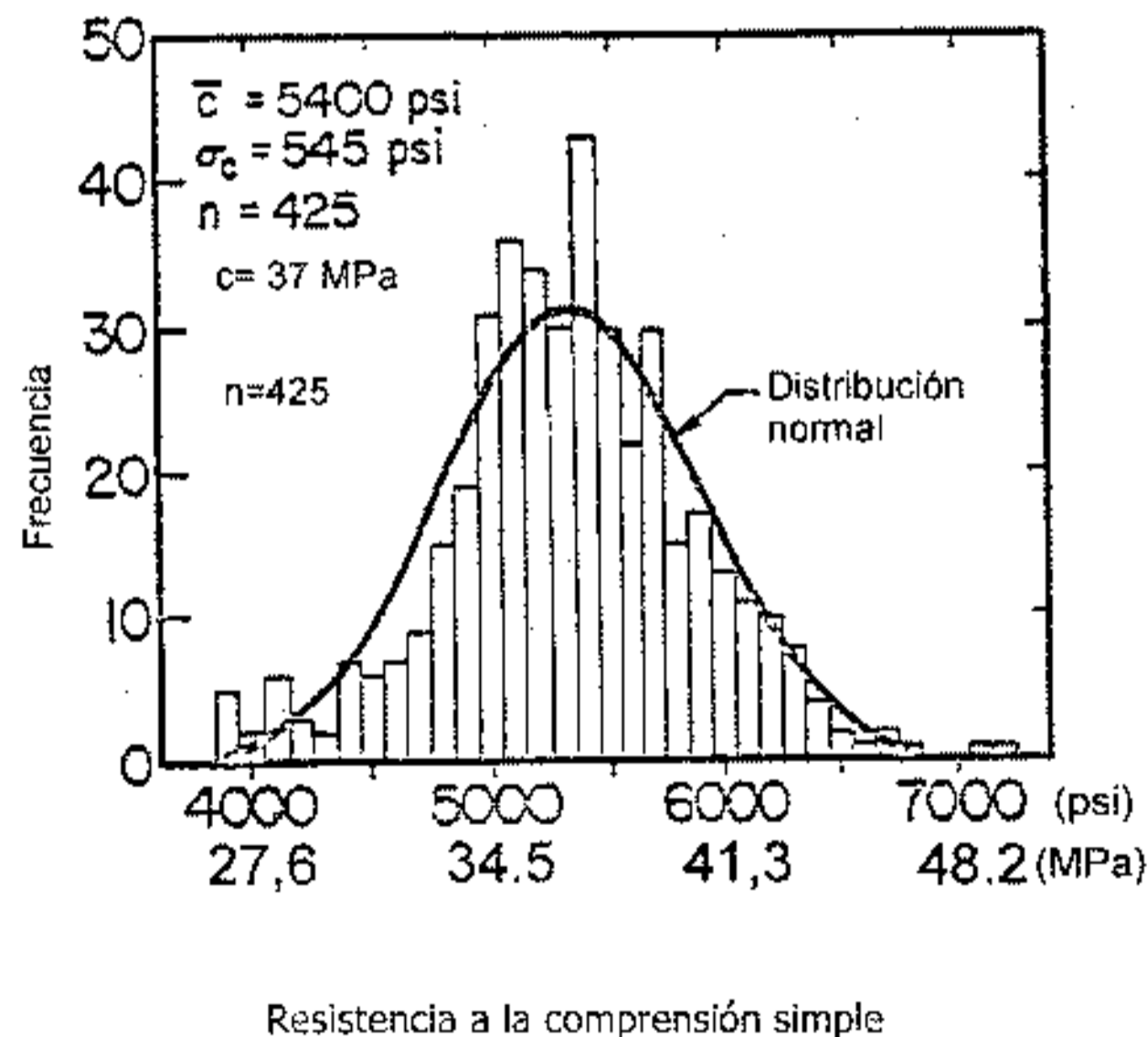


Figura 6.5. Variación de la resistencia a la compresión simple de muestras extraídas de un tramo, de pavimento de hormigón de 150 m (Daner, 1976)

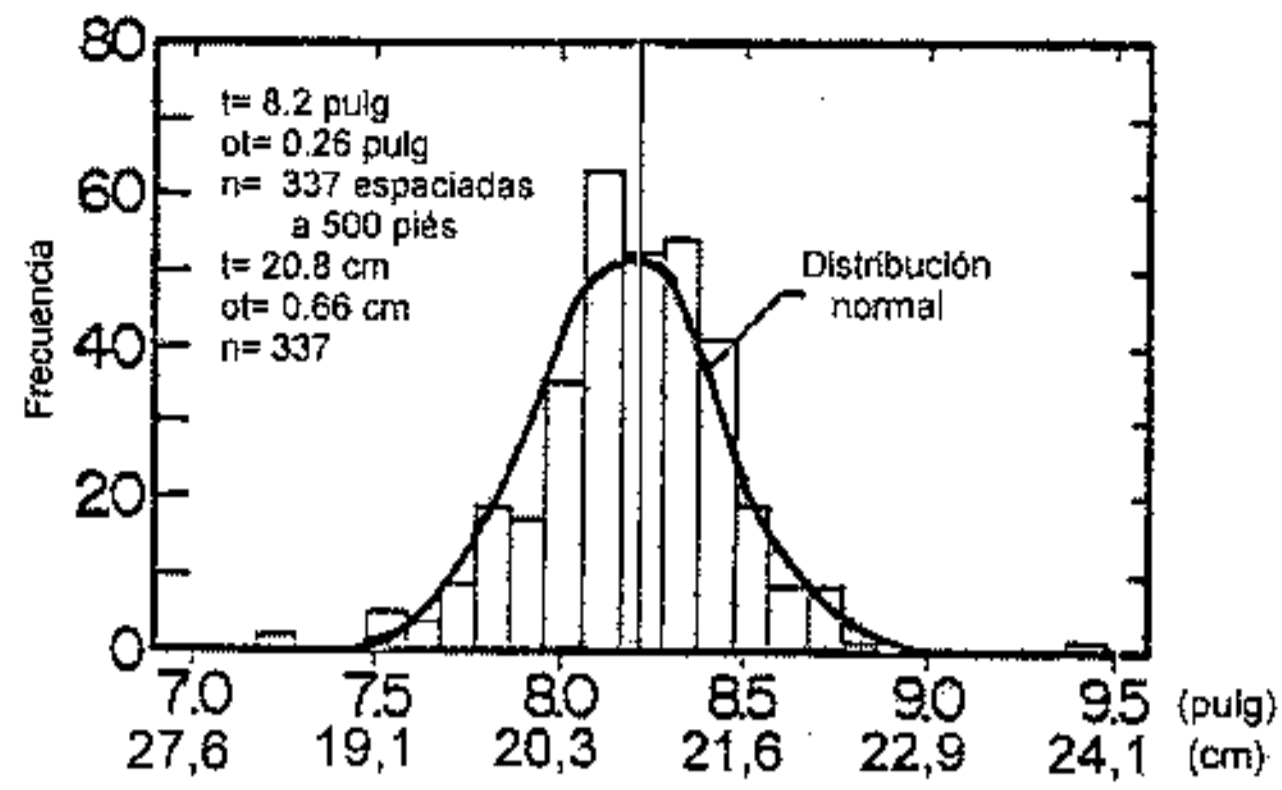


Figura 6.6. Variación del espesor de losa medido en probetas extraídas de un tramo de pavimento de hormigón de 150 m (Darter, 1976)

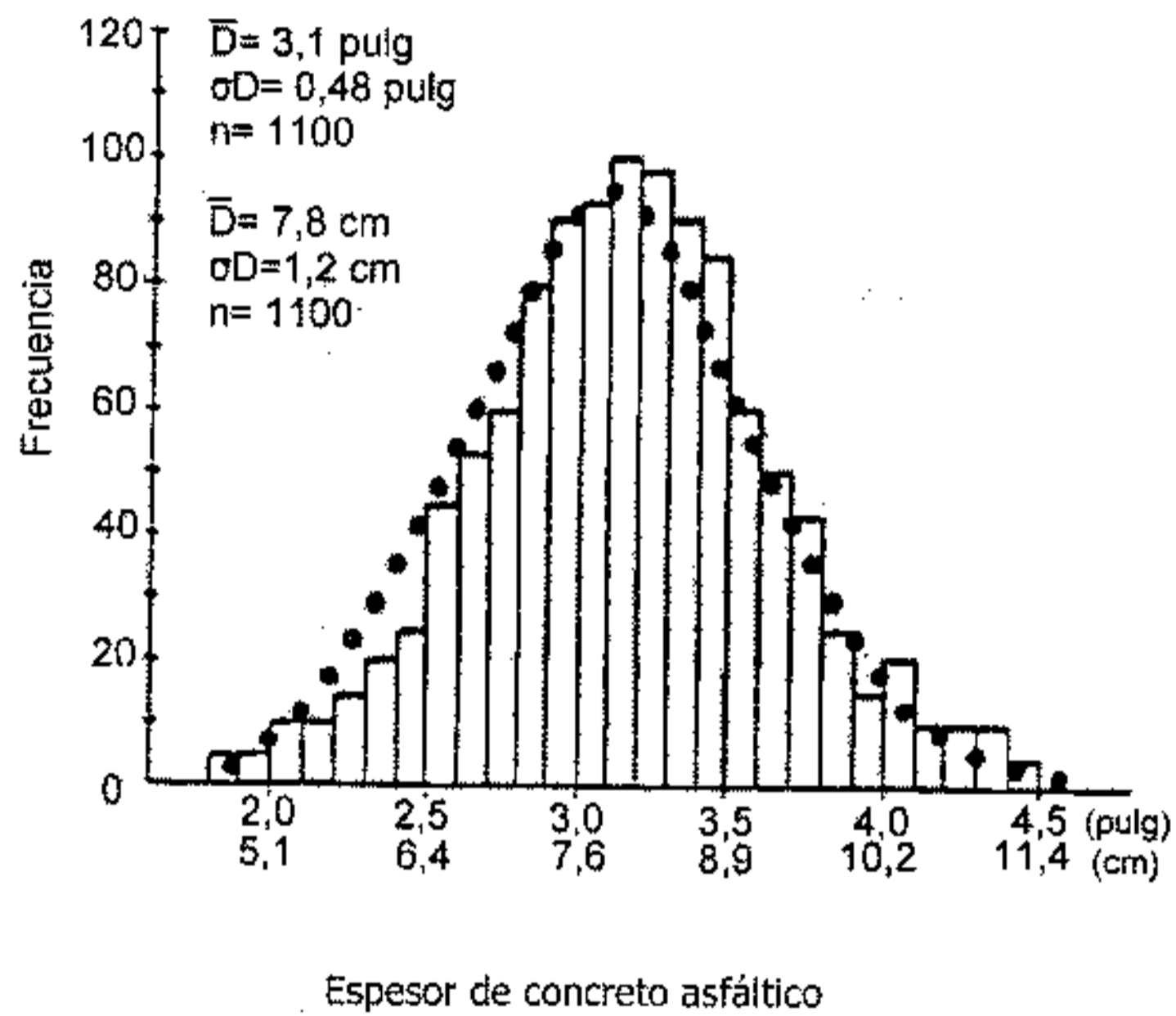


Figura 6.7. Altura de probetas tomadas de un pavimento asfáltico (miden el espesor del mismo) (Darter y Hudson, 1973)

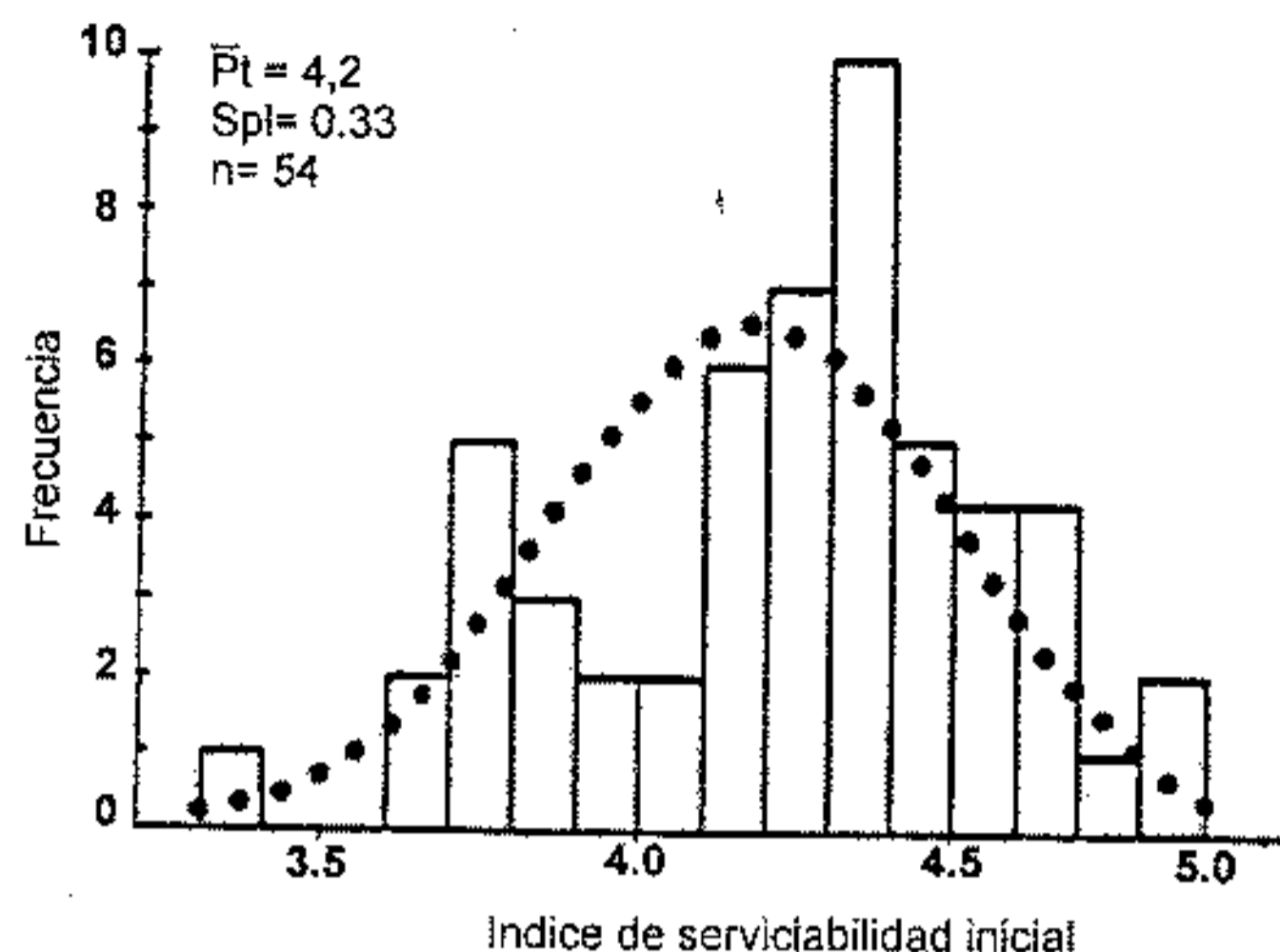


Figura 6.8. Histograma del índice inicial de serviciabilidad para un pavimento flexible nuevo (Darter y Hudson, 1973)

El comportamiento de un pavimento depende de la calidad de la construcción, pero esta calidad es muy difícil de cuantificar. Una manera interesante de observar los efectos de la variabilidad en la construcción y materiales es observar el perfil de deflexiones de un pavimento inmediatamente después de la construcción y a lo largo del tiempo. Esta variación es causada por diferentes factores tales como espesores de capa, propiedad de materiales, propiedades de la subrasante y condiciones de drenaje.

6.3.3. Variabilidad en el comportamiento

Esta variabilidad puede ser considerada así:

- Diferencias en el comportamiento a lo largo del pavimento. Si ese pavimento es dividido en secciones muy cortas y el comportamiento de cada una de estas secciones es medido en términos de fisuras, fallas o serviciabilidad, se encontraría una gran variación.
- Diferencias en el comportamiento de dos proyectos idénticos próximos entre sí ubicados en el mismo camino y construido bajo idénticas especificaciones.

6.3.4. Cómo la variabilidad afecta la bondad de diseño

La bondad del diseño depende en gran medida de la variabilidad asociada con los materiales, clima, tránsito, etc. Como ejemplos se tienen:

- La variación en las propiedades de los materiales a lo largo del pavimento produce como resultado una variación en el desarrollo de fallas y rugosidades en ese pavimento. Las fallas localizadas en zonas débiles dan como resultado una disminución en la vida útil del pavimento.
- La variación de la ubicación de los pasadores en las juntas y profundidad de colocación de armadura da como resultado una variación en el desarrollo de fallas y rugosidad a lo largo del pavimento. Las fallas localizadas producen una disminución en la vida útil del pavimento.
- La variación entre los datos de diseño del pavimento y los reales pueden significar un aumento o disminución de la vida útil del mismo. Por ejemplo, estimaciones de tránsito, clima, materiales, etc.

6.4. CONCEPTO GENERAL DE CONFIABILIDAD DE DISEÑO

6.4.1. Uso del concepto de confiabilidad

Este concepto fue utilizado por primera vez para el diseño de pavimentos flexibles en 1973 en Texas (Texas Highway Department). Los conceptos de confiabilidad fueron desarrollados e incorporados en los procedimientos de diseño AASHTO en 1973 (Kher y Darter) y finalmente fueron adoptados en la guía de diseño AASHTO de 1986.

La confiabilidad en el diseño de un pavimento puede definirse, de acuerdo a Darter y Hudson (1973) como:

"Confiabilidad es la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de su vida útil bajo las condiciones (medio ambiente) que tiene lugar en ese lapso".

La incertidumbre siempre ha sido tenida en cuenta a través del uso de coeficientes de seguridad surgidos en base a la experiencia. Cuanto mayores eran las incertidumbres, mayores eran los coeficientes de seguridad.

La aplicación de estos coeficientes de seguridad puede hacer que el pavimento resulte sobre o subdimensionado, dependiendo de las magnitudes de los coeficientes de seguridad y de la sensibilidad de los procedimientos de diseño. Una aproximación realista para encarar la incertidumbre es la que utiliza los coeficientes de seguridad que reflejan el monto de la variabilidad estadística asociada con cada uno de los parámetros en el proceso de diseño.

6.4.2. Definiciones de confiabilidad

Como ejemplo la confiabilidad estructural de una viga simplemente apoyada es:

$$R(\%) = 100P(\text{resistencia} > \text{solicitud}) \quad (6.6)$$

Para un pavimento se tiene:

$$R(\%) = 100 P(N_t > N_T) \quad (6.7)$$

donde:

N_t = número de ESALs de 80 kN que llevan al pavimento a su serviciabilidad final

N_T = número de ESALs de 80 kN previstos que actuarán sobre el pavimento en su período de diseño (vida útil).

La probabilidad de falla de cualquier estructura es:

$$p_f = P(\text{solicitud} > \text{resistencia}) \quad (6.8)$$

Tanto la solicitud S como la resistencia F son variables probabilísticas, entonces:

$$p_f = P(S > F) = P(d < 0) \quad (6.9)$$

$$d = F - S \quad (6.10)$$

S=solicitud sobre la estructura

F=resistencia

Como S y F tienen una distribución normal, "d" tendrá también una distribución normal.

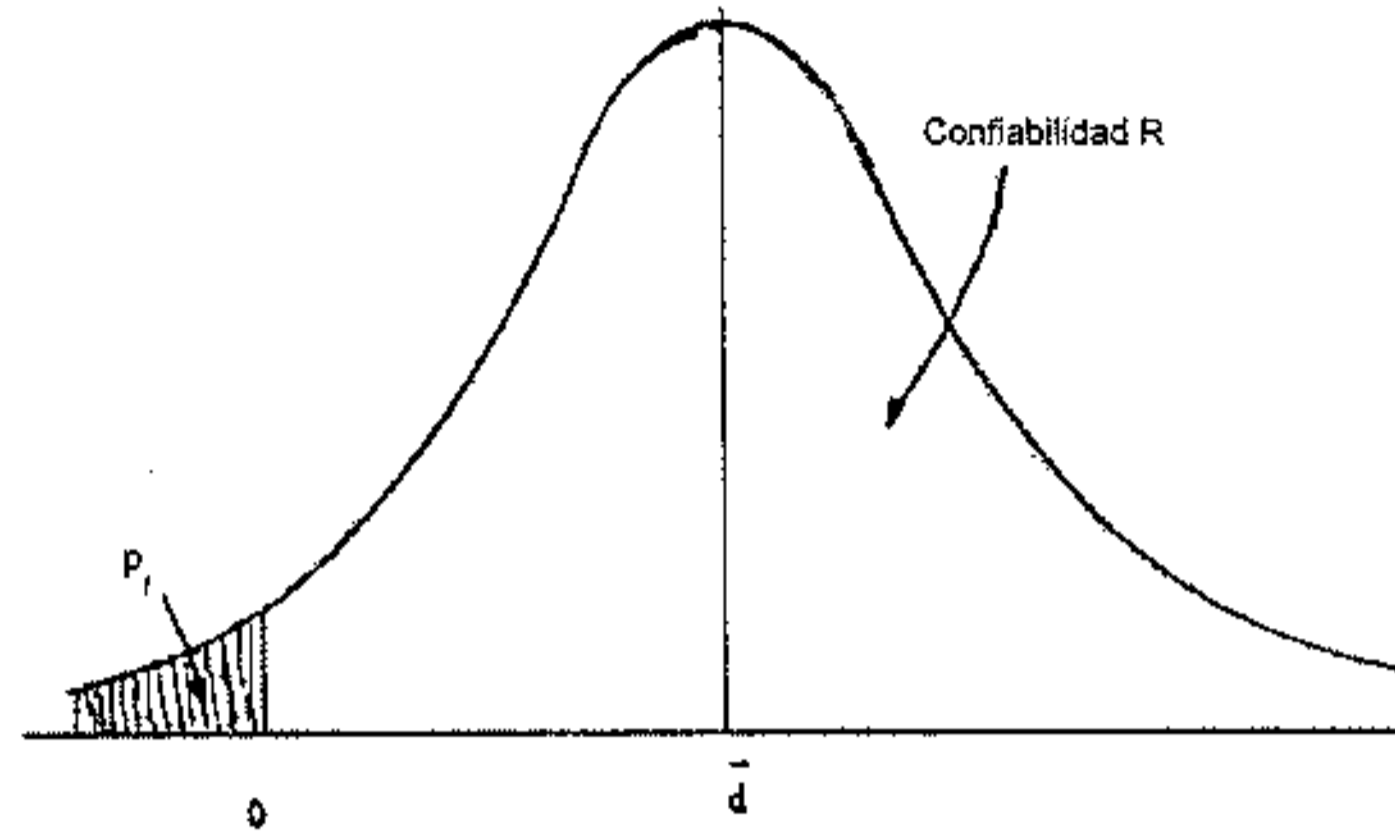


Figura 6.9. Ilustración de los conceptos de probabilidad de falla y de confiabilidad

$$\text{Si usamos valores medios resulta: } \bar{d} = F_{\text{med}} - S_{\text{med}} \quad (6.11)$$

El desvío estándar de d, S_d responde a esta expresión:

$$S_d = (S_s^2 + S_f^2)^{0.5} \quad (6.12)$$

donde:

S_s = desvío estándar de las solicitudes

S_f = desvío estándar de las resistencias

$$p_f = P(d < 0) = P(-\infty < d < 0) \quad (6.13)$$

Para calcular p_f , o $R = 1 - p_f$ se deben usar tablas de distribución normal. Por ejemplo para una losa de 178 mm de espesor (7"):

$S = 2480$ KPa, tensión de tracción media en la sección más solicitada

$F = 4760$ KPa, resistencia a la tracción por flexión de la losa

$S_s = 330$ KPa

$S_f = 720$ KPa

$S_d = (330^2 + 720^2)^{0.5} = 792$ KPa

Luego, transformando el parámetro "d" para una distribución estandarizada con media nula se tiene:

$$Z = \frac{d - \bar{d}}{S_d} = \frac{0 - \bar{d}}{S_d} = \frac{0 - 2280}{792} = -2.88$$

$$\bar{d} = 4760 - 2480 = 2280$$

El área de la curva hasta -2.88 es $1 - 0.998 = 0.002$ y $p_f = 0.2\%$.

En la Figura 6.10 están las distribuciones normales para la losa de 7" (17.5 cm) y se observa un solape entre las curvas de distribución de resistencia y sollicitación. El área de solape no es la probabilidad de falla, pero sí una función de la misma. La figura muestra también la curva de sollicitación para una losa de 9" (22.5 cm), que como es mucho más resistente, da una probabilidad de falla mucho menor.

Para el caso de un pavimento, las variables a analizar pueden ser el número de repeticiones de ESALs:

$$R(\%) = 100 P(\log N_t > \log N_T) = 100 P((\log N_t - \log N_T) > 0) = 100 P(D > 0) \quad (6.14)$$

$$\text{Siendo: } D = \log(N_t) - \log(N_T) \quad (6.15)$$

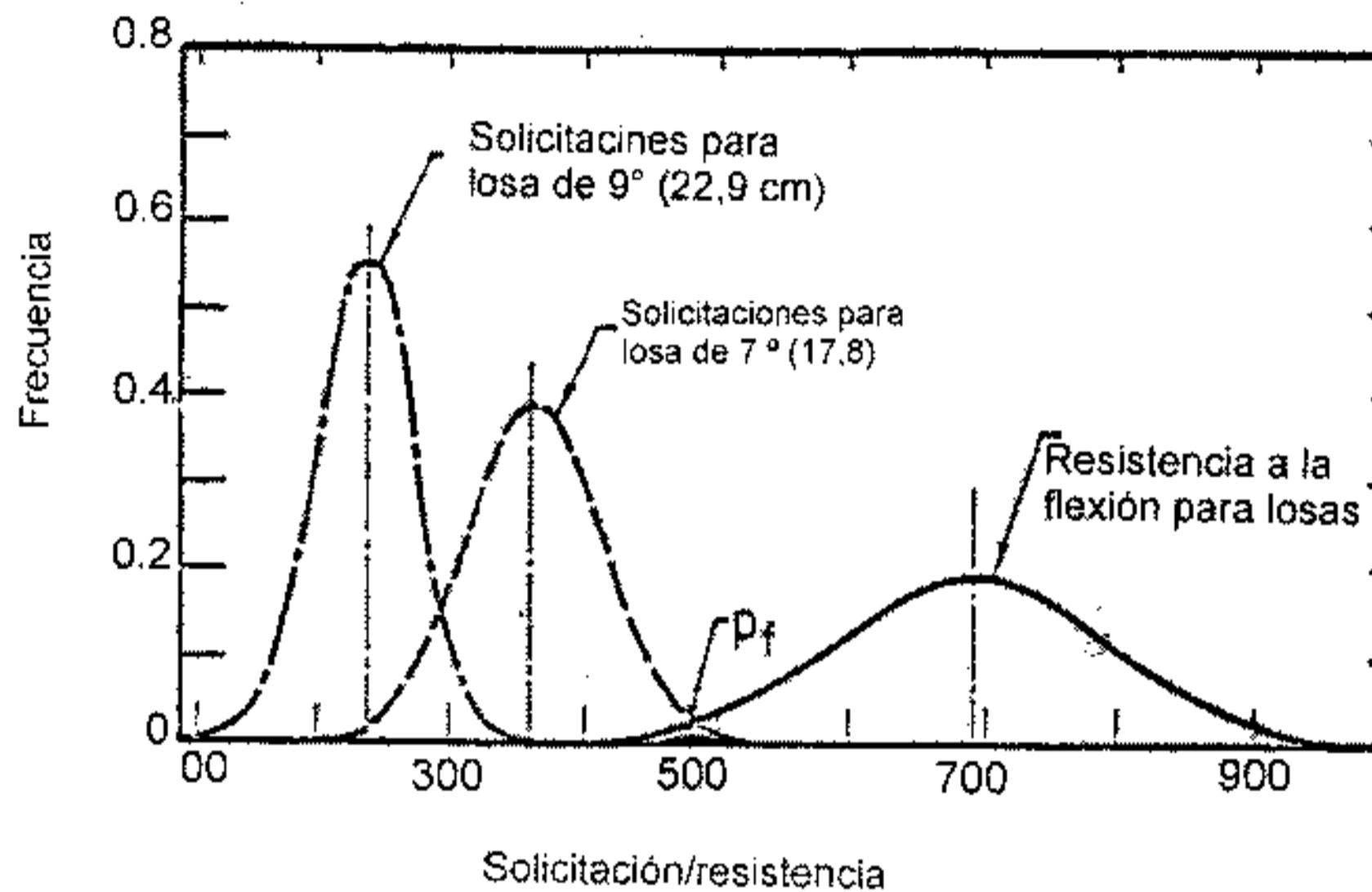


Figura 6.10. Ilustración de la distribución de la resistencia a la flexión y las distribuciones estimadas de las tensiones aplicadas a la losa usando el modelo de carga en el borde de Wester (Darter, 1974)

Como $\log N_t$ y $\log N_T$ tienen distribución normal, D tendrá también distribución normal (Figura 6.11).

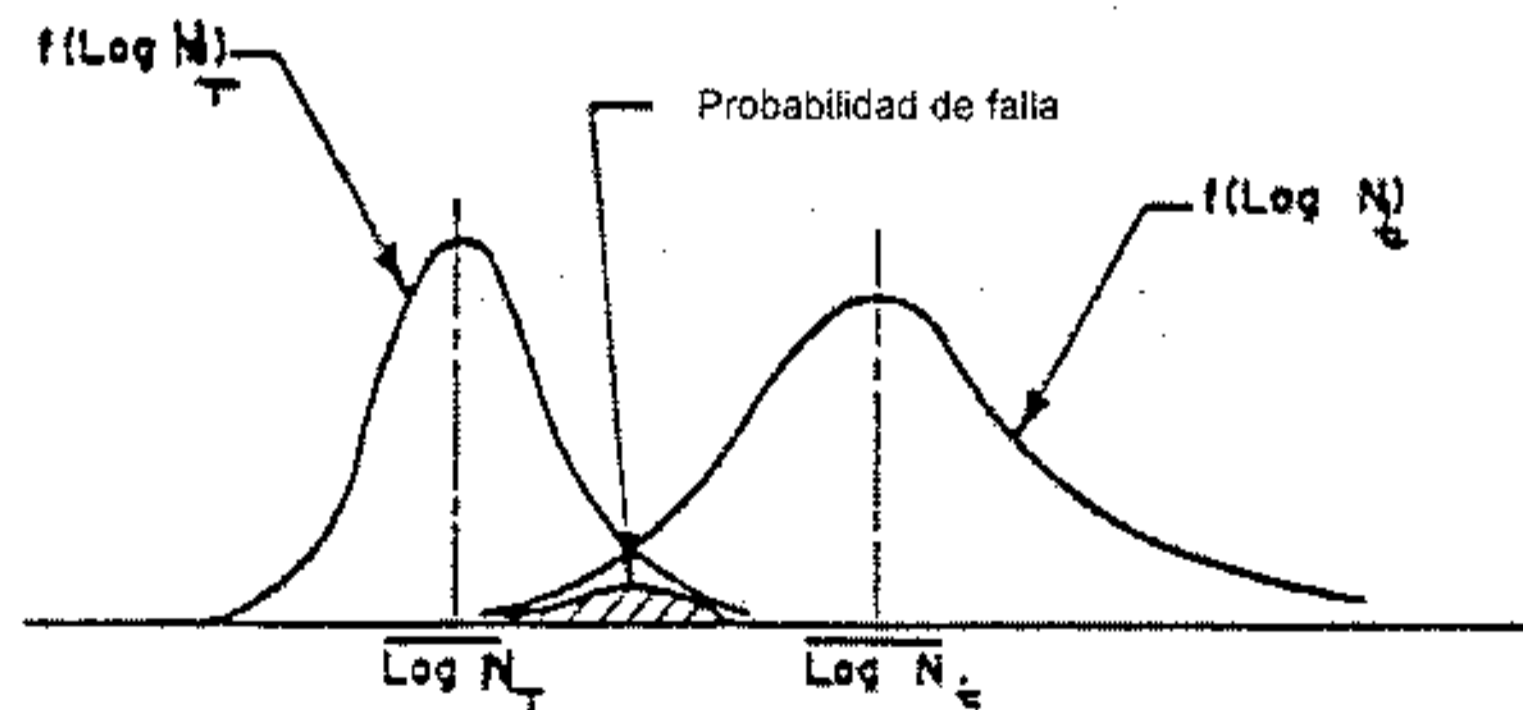


Figura 6.11. Ilustración de la distribución de $\log N_T$ y $\log N_t$ (Darter y Hudson, 1973)

$$D = \log N_t - \log N_T \quad (6.16)$$

El desvío estándar de D es:

$$SD = \left[(S_{\log N_t})^2 + (S_{\log N_T})^2 \right]^{0.5} \quad (6.17)$$

Pasando a una curva normalizada:

$$Z = \frac{D - \bar{D}}{SD} \quad (6.18)$$

Para $D=0$

$$Z = Z_0 = \frac{-\bar{D}}{SD} \quad (6.19)$$

$$\text{Para } D=\infty \quad Z=Z_\infty=\infty \quad (6.20)$$

La expresión de la confiabilidad es:

$$R(\%) = 100 (Z_0 < Z < Z_\infty) \quad (6.21)$$

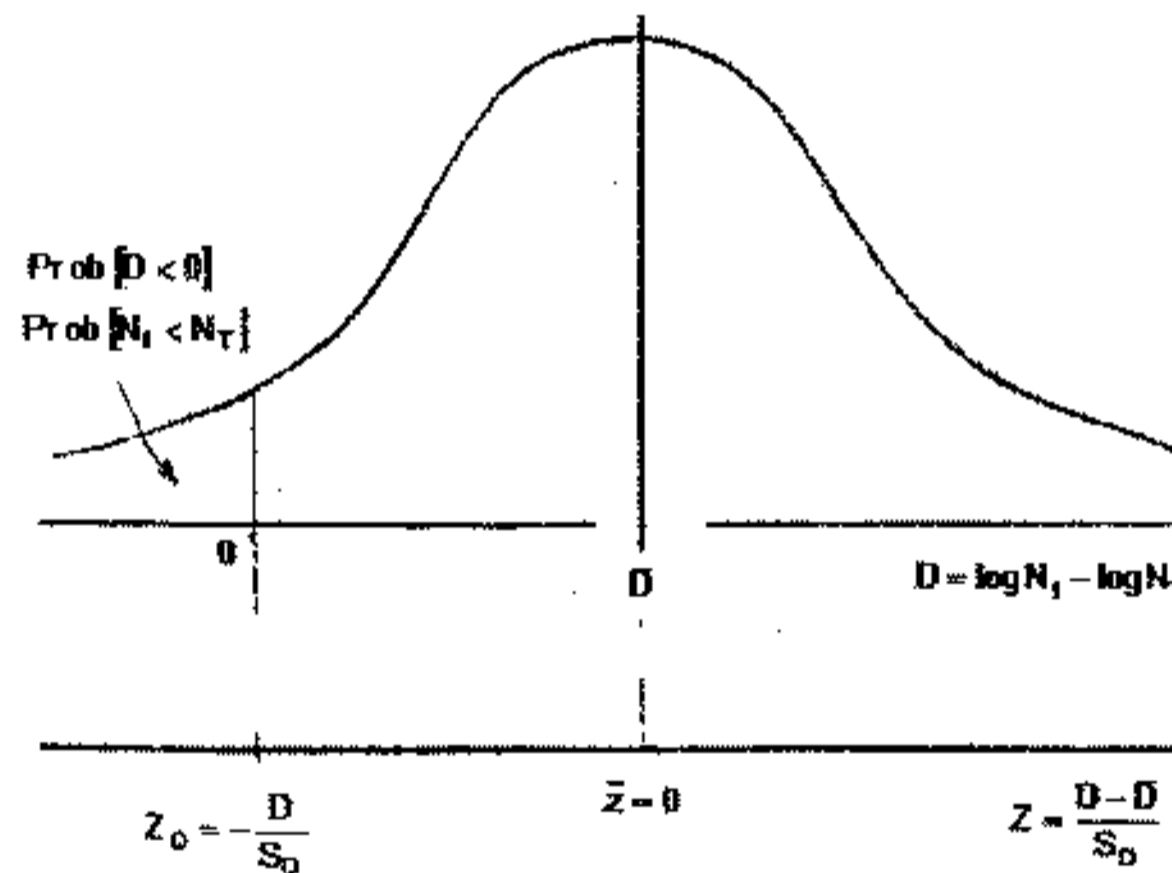


Figura 6.12. Ilustración de la confiabilidad en una curva de distribución normal

6.4.3. Aplicación de la confiabilidad al diseño

El siguiente procedimiento permite diseñar un pavimento para un nivel predeterminado de confiabilidad. La varianza $(SD)^2$ del comportamiento del pavimento y el tránsito estimado en el período de diseño pueden ser determinados para un caso de diseño en particular si se dispone de suficiente información o en caso contrario se pueden usar los valores de la tabla 6.3. Estos valores fueron desarrollados a partir de un análisis de varianza que existía en el AASHO Road Test y en base a predicciones futuras de tránsito.

Tabla 6.3

Condición de diseño	Desvío Estándar
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito	0.34 pav. Rígidos 0.44 pav. Flexibles
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito	0.39 pav. Rígidos 0.49 pav. Flexibles

El número de ESALs de diseño para una dada confiabilidad es:

$$\log(\text{ESALs}_{\text{diseño}}) = \log N_T + Z_R SD \quad (6.22)$$

Z_R = valor de Z (área bajo la curva de distribución) correspondiente a la curva estandarizada. Por ejemplo, para $R = 90\%$, $Z_R = 1.28$

SD = desvío estándar, valor obtenido de la tabla 6.3.

Ejemplo:

Sea $N_T = 1 \times 10^6$ $R = 90\%$ $SD = 0.49$

$$\log(\text{ESALs}_{\text{diseño}}) = \log 1 \times 10^6 + 1.28 \times 0.49 = 6.6272$$

$$\text{ESALs}_{\text{diseño}} = 4.238 \times 10^6$$

Esto significa que el pavimento va a diseñarse para 4.238×10^6 ESALs en lugar de los 1×10^6 previstos. La diferencia entre estos valores es un coeficiente de seguridad cuyo propósito es tener en cuenta la incertidumbre y variabilidad en el diseño, construcción y cargas.

Veamos qué pasa si bajamos la confiabilidad:

Sea $N_T = 1 \times 10^6$ $R = 70\%$ $Z_R = 0.53$ $SD = 0.49$

$$\log(\text{ESALs}_{\text{diseño}}) = \log 1 \times 10^6 + 0.53 \times 0.49 = 6.2597$$

$$\text{ESALs}_{\text{diseño}} = 1.818 \times 10^6$$

El número de ESALs es menor, con lo cual resultará un pavimento de menor espesor, pero más expuesto a fallas, dado que ahora hay un 30% de probabilidades de que el pavimento se rompa antes de completar su período de diseño.

6.4.4. Selección del nivel de confiabilidad

La selección del nivel apropiado de confiabilidad para el diseño de un pavimento está dictada por el uso esperado de ese pavimento. Un subdimensionado de un pavimento tiene consecuencias más graves para un pavimento en el cual se espera que lleve un gran volumen de tránsito (por ejemplo una autopista urbana) que un pavimento que experimentará un bajo volumen de tránsito. En ambos casos habrá problemas, el pavimento alcanzará los niveles mínimos de serviciabilidad antes de lo previsto y será

necesario realizar trabajos de reparaciones. Debe quedar claro es que los costos de rehabilitación para el caso de la autopista urbana serán mucho mayores que para el camino rural de bajo tránsito.

Un nivel de confiabilidad alto implica un pavimento más costoso y por lo tanto mayores costos iniciales, pero también pasará más tiempo hasta que ese pavimento necesite una reparación y por ende los costos de mantenimiento serán menores. Por el contrario, un nivel de confiabilidad bajo da pavimentos más económicos, pero con un mayor costo de mantenimiento. En base a lo dicho, hay un nivel de confiabilidad óptimo en el cual la suma de los costos iniciales y de mantenimiento dan un mínimo (Figura 6.13).

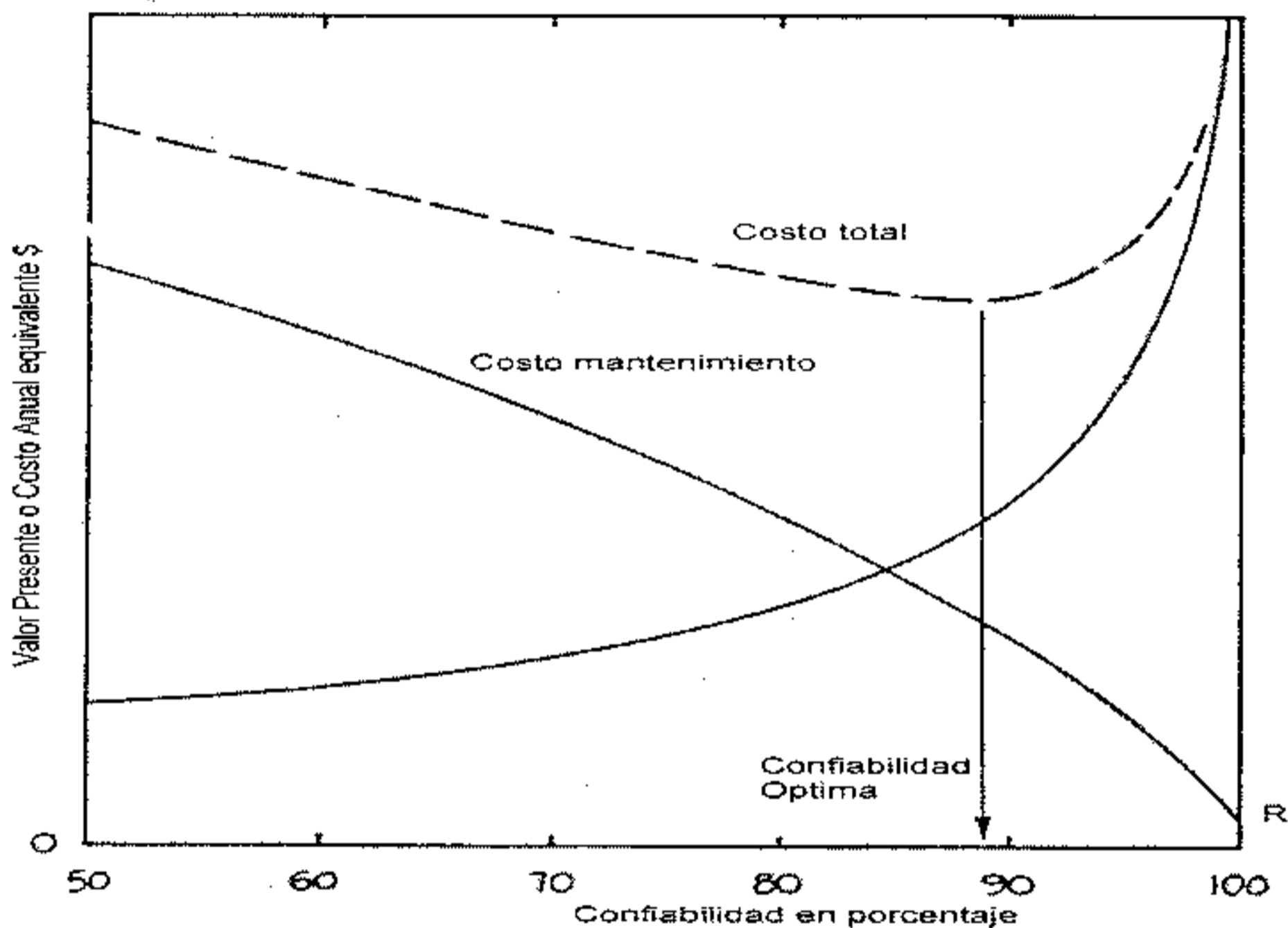


Figura 6.13. La confiabilidad óptima corresponde al costo total mínimo (AASHTO 1993)

En la tabla 6.4 se dan niveles de confiabilidad aconsejados por AASHTO.

Tabla 6.4

Tipo de camino	Confiabilidad recomendada	
	Zona urbana	Zona Rural
Rutas interestatales y autopistas	85-99.9	80-99.9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Aunque la clasificación funcional de caminos es un factor muy importante a tener en cuenta, la confiabilidad a adoptar no está basada sólo en este criterio. En la Guía de Diseño AASHTO, niveles de confiabilidad altos indican que la consecuencia de falla es muy grave. Niveles altos de tránsito traen como consecuencia un más rápido deterioro y también un mayor costo de rehabilitación; es por eso que los niveles de confiabilidad deben tener en cuenta las consecuencias de la falla.

CAPITULO 7

DRENAJE

7.1. INTRODUCCIÓN

La humedad tiene una gran influencia sobre las propiedades de los materiales que constituyen el paquete estructural y sobre el comportamiento de los pavimentos en general. En este capítulo se discutirán los distintos métodos para reducir o eliminar el agua de un pavimento. La presencia del agua juega un papel tan importante que el método AASHTO-86 incorporaba un coeficiente de drenaje en la ecuación de diseño, que afectaba a base y subbase. Antes de explicar el diseño de dispositivos de drenaje, se describen brevemente los conceptos y dispositivos de drenaje.

7.2. CONCEPTOS DE DRENAJE DE PAVIMENTOS

El agua presente en los pavimentos puede provocar estos daños:

- Migración de partículas de suelo, creando problemas de erosión.
- Fallas producidas por un escurrimiento incontrolado que llevan a la saturación, exceso de subpresión o exceso de fuerzas de filtración.
- Ablandamiento de la subrasante cuando ésta se satura y permanece saturada durante un prolongado período.
- Degradación de la calidad del material del pavimento por acción de la humedad, por ejemplo: descascaramiento o peladuras en pavimentos asfálticos y fisuras de durabilidad en pavimentos de hormigón.

7.3. PROBLEMAS DE HUMEDAD EN PAVIMENTOS

En todo buen diseño de pavimentos debe buscarse que la base, subbase y subrasante estén lo más protegidos de la acción del agua. Hay tres formas de considerar el control o la reducción de los problemas causados por el agua:

1. Sellar correctamente el pavimento y no permitir la entrada del agua a las distintas capas. Para ello se debe:
 - Usar materiales apropiados y técnicas especiales para sellado de juntas longitudinales, transversales y fisuras.
 - Diseñar pavimentos con membranas impermeables.
 - Usar capas de rodamiento, bases, subbases y bermas impermeables.
 - Instalar drenes interceptores para evitar la entrada de agua al paquete estructural.
2. Usar materiales que sean insensibles a la humedad y que no provoquen daños relacionados con la humedad. Para ello se debe:

- Usar materiales estabilizados para capas granulares (estabilización con cemento o productos bituminosos).
 - Seleccionar materiales granulares con bajo contenido de finos y baja plasticidad que puedan resistir los efectos de la humedad.
3. Proveer un drenaje adecuado para remover efectivamente todo tipo de humedad que pueda entrar en el pavimento antes que se produzcan deterioros. Para ello se debe:
- Diseñar un sistema de drenaje que mantenga el nivel freático por debajo del pavimento o que pueda evacuar fácilmente el agua que eventualmente pueda ingresar en el paquete estructural.
 - Usar bases y subbases permeables, diseñadas no sólo desde el punto de vista estructural, sino también como capas drenantes. Debido a esto, el agua que ingresa al pavimento drena en dirección horizontal para salir del camino, en lugar de continuar hacia abajo, hacia la subrasante.
 - Colocar mantos drenantes debajo de secciones en terraplén.

No siempre se pueden cumplir con las premisas citadas anteriormente, pero un buen diseño debe tratar de reunir la mayor parte de ellas y saberlas complementar bien. Por ejemplo, es imposible el sellado completo de un pavimento, pero un sellado junto a un buen sistema de drenaje hará que el agua que eventualmente pueda infiltrarse salga rápidamente del paquete estructural. Un buen diseño de drenaje debe complementarse con buenas tareas de mantenimiento. También es conveniente darle al pavimento una pendiente transversal de por lo menos el 2%.

7.4. FALLAS INDUCIDAS POR LA HUMEDAD

La infiltración a través de la superficie, niveles freáticos altos, ascenso capilar y aguas provenientes de infiltraciones (comunes en secciones en desmonte con niveles freáticos altos) contribuyen al desarrollo de fallas en los pavimentos. Las fallas en pavimentos flexibles están caracterizadas por excesiva deflexión, fisuración, bajo valor soporte de la subrasante y desintegraciones. Para pavimentos rígidos las fallas son debidas a inestabilidad de la subrasante, bombeo con la consecuente pérdida de soporte y deterioro del hormigón debido a fisuras de durabilidad.

Es un hecho bien conocido que la presencia del agua es muy perjudicial para los pavimentos. Tanto es así que ya los métodos clásicos de diseño consideraban los parámetros resistentes de la subrasante en condición saturada como dato de entrada para el diseño. El agua libre en la interfase subrasante - pavimento es la responsable de muchos problemas. Cedergreen demostró que las cargas dinámicas producen incrementos más importantes de la presión de poros justo en el momento del pasaje de la carga y en consecuencia, hay una reducción notable de la capacidad de carga.

7.5. FUENTES DE HUMEDAD EN PAVIMENTOS

La humedad en la subrasante y en la estructura del pavimento proviene de distintas causas tal como se ve en la Figura 7: 1.

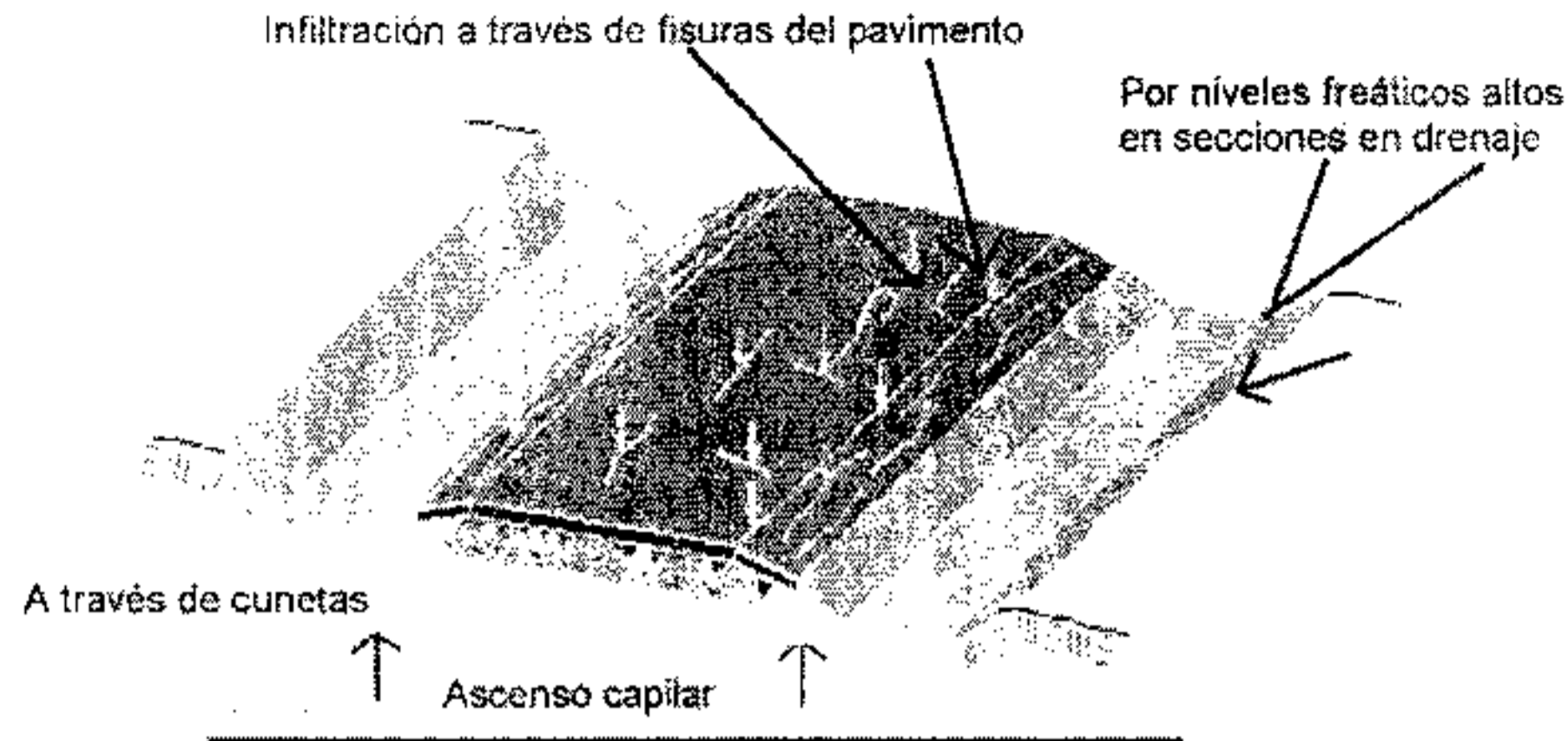


Figura 7.1. Fuentes de humedad en pavimentos

Cedergreen midió la capacidad del agua para infiltrarse a través de pavimentos y encontró que la permeabilidad del pavimento de hormigón considerando juntas y otras áreas de infiltración era de 5.1 mm/hora (1.4×10^{-4} cm/seg) y para pavimentos flexibles, teniendo en cuenta fisuras y otras discontinuidades era de 12.7 mm/hora (3.5×10^{-4} cm/seg).

7.6. PRINCIPIOS BÁSICOS DE UN SISTEMA DE DRENAJE

Hay dos fuentes de agua en lo que concierne al estudio de un sistema de drenaje:

- El agua existente en la zona de saturación a la altura del nivel freático.
- El agua de infiltración que entra en el pavimento escurriendo a través de juntas o fisuras en la superficie del pavimento, a través de vacíos en el pavimento o a través de cunetas laterales al camino.

Dentro de la primera categoría se ubican las lentes de hielo que se forman por congelación, ya que el aporte para formar éstos viene del nivel freático.

En el diseño de un sistema de drenaje se deben considerar estos conceptos:

- Filtración: es el movimiento o flujo de agua a través de un medio poroso permeable.
- Porosidad: es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total.
- Permeabilidad: es la propiedad que tiene un medio para permitir el pasaje del agua. Esta depende del tamaño, forma y extensión de los poros o vacíos interconectados.
- Coeficiente de permeabilidad k : es el volumen de agua que atraviesa una unidad de área en un medio poroso en una unidad de tiempo bajo un gradiente hidráulico unitario. Por ley de Darcy:

$$v = k \cdot i \quad \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad k = \frac{Q/A}{i} \quad (7.1)$$

siendo:

k = coeficiente de permeabilidad

i = gradiente hidráulico

El coeficiente de permeabilidad varía dentro de un rango muy alto y varía también según la dirección en que se escurra el agua.

El movimiento del agua dentro del paquete estructural depende de la permeabilidad de los materiales usados en el mismo y de las pendientes longitudinal y transversal del camino (Figura 7.2).

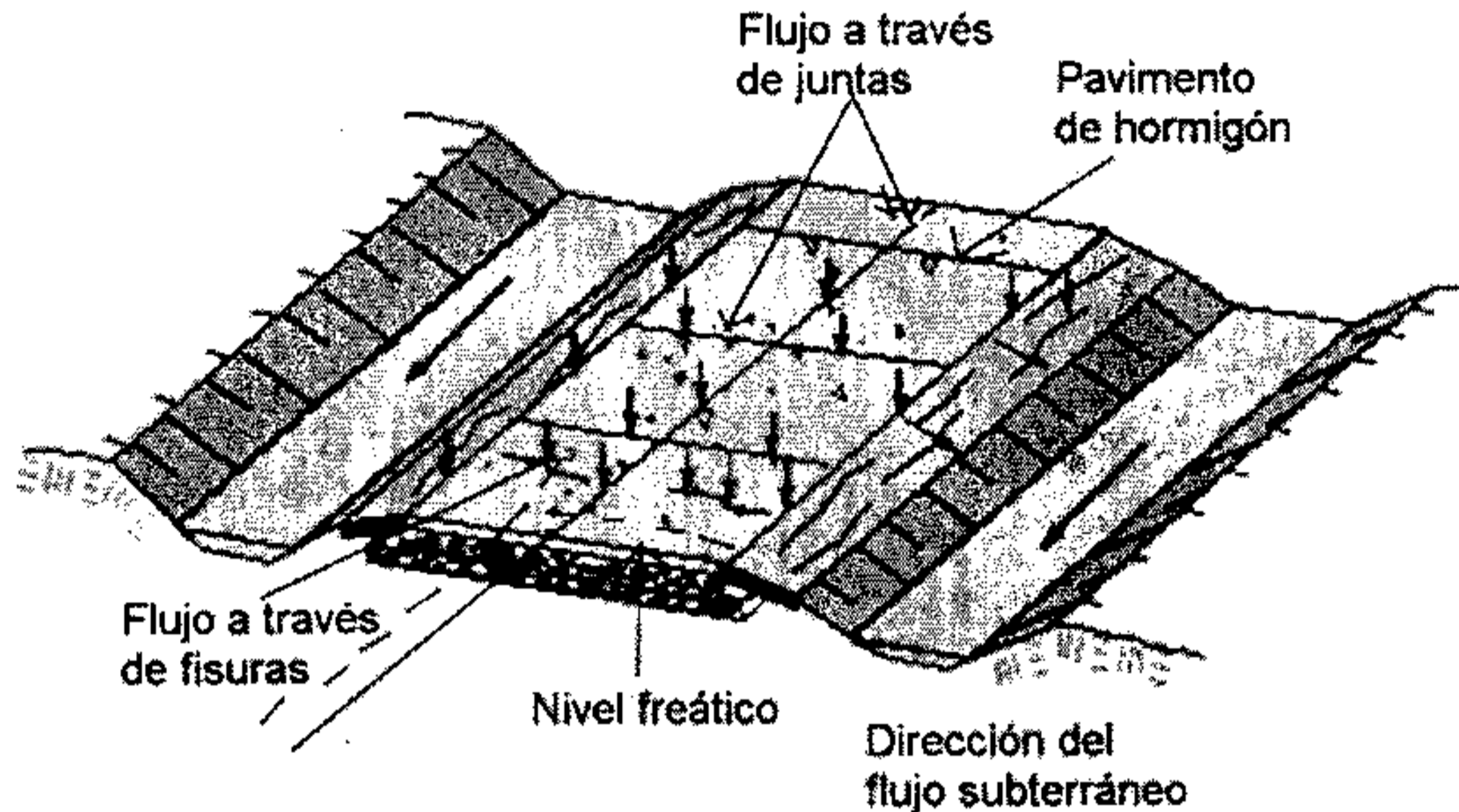


Figura 7.2. Forma en que escurra el agua sobre y bajo un pavimento de hormigón

Un sistema de drenaje subsuperficial debe ser diseñado de acuerdo a estos criterios:

- El pavimento, incluyendo bermas y áreas adyacentes, debe ser diseñado y mantenido tan impermeable como sea posible para minimizar la infiltración de agua de superficie, como de agua por capilaridad o de agua freática.
- Para minimizar los efectos perjudiciales del agua, el sistema de drenaje debe ser diseñado de manera tal que evacue el agua lo más pronto posible.
- El sistema de drenaje debe ser diseñado como un componente estructural del paquete, sin que sus buenas propiedades drenantes impliquen una merma de sus cualidades resistentes.

Codergreen (1962), midió la permeabilidad en pavimentos rígidos y flexibles, determinando valores típicos de: 5.1 mm/h para los primeros y de 12.7 mm/h para los últimos.

7.6.1. Sistemas de drenaje subterráneo de caminos

Un sistema de drenaje subterráneo de caminos puede clasificarse de acuerdo a:

- La fuente de agua subterránea que deben controlar.
- La función que cumplen.
- Su ubicación y geometría.

Estos sistemas pueden cumplir estas funciones:

- Intercepción del escurrimiento proveniente de un desmonte.
- Abatimiento del nivel freático.
- Captación de flujos de otros sistemas de drenaje.

Los sistemas más conocidos son:

- Drenes longitudinales.
- Drenes transversales y horizontales.
- Bases permeables.
- Pozos.

7.6.1.1. Drenes longitudinales

Están ubicados en forma paralela al camino y pueden constar de una cuneta de una profundidad determinada o de un tubo colector perforado y un filtro (Figura 7.3).

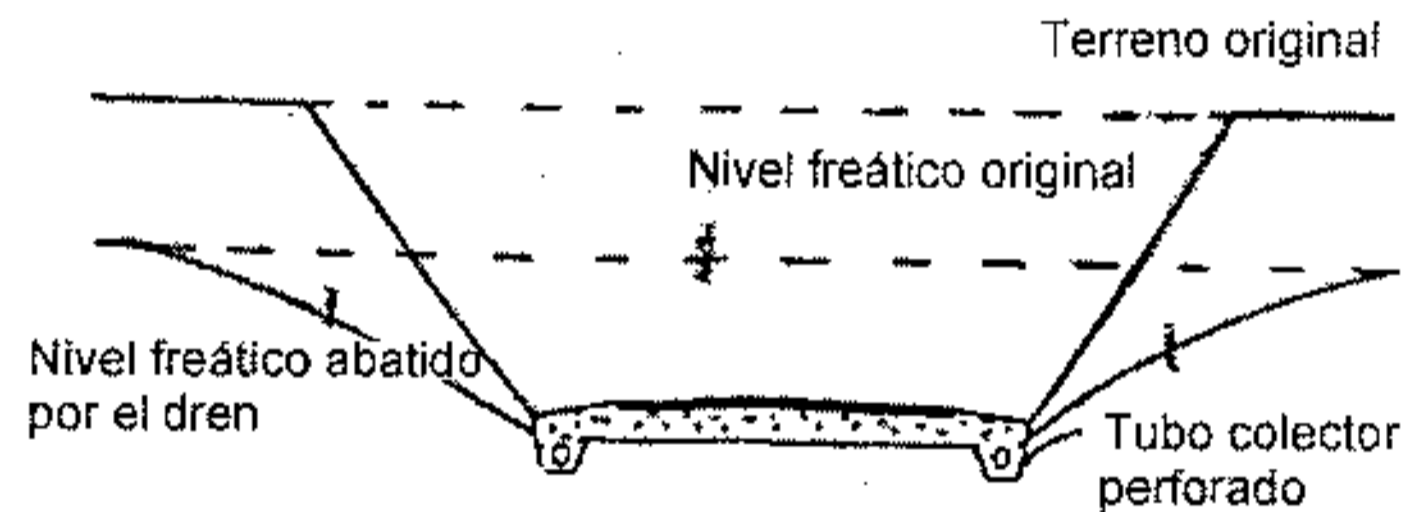


Figura 7.3. Dren longitudinal

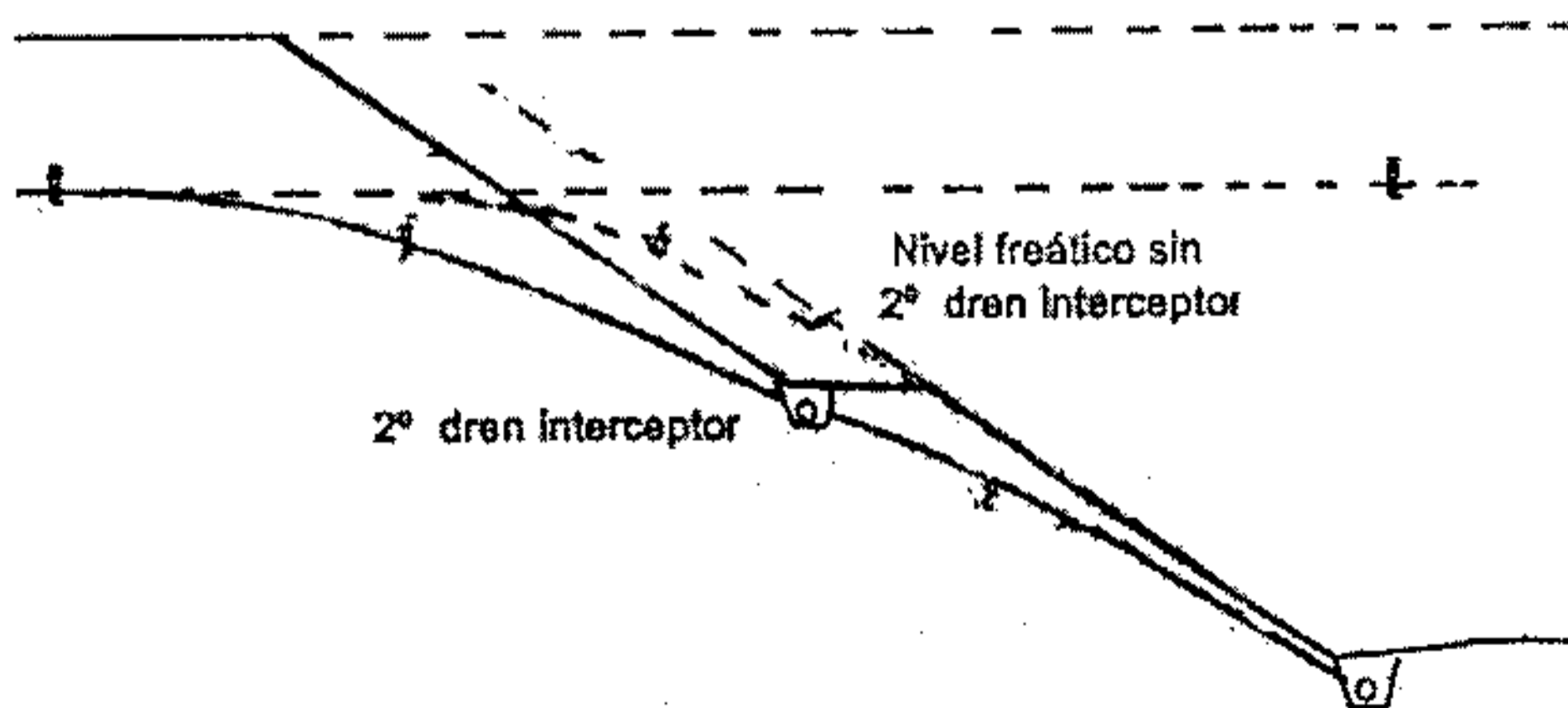


Figura 7.4. Drenes interceptores longitudinales

Cuando se trata de desmontes muy profundos con niveles freáticos originales altos, un dren longitudinal al costado del camino puede no ser suficiente y aparecería agua al pie del talud del desmonte, con todos los problemas que esto causa. En este caso se recomienda colocar a media ladera otro dren interceptor.

7.6.1.2. Drenes transversales y horizontales

Son los drenes que corren en forma transversal al camino. En general forman un ángulo recto con el eje del camino, aunque a veces son oblicuos a éste. Han sido usados en juntas de pavimentos para producir en correspondencia con ellas un buen drenaje de bases y subbases. Esto es muy conveniente de hacer cuando, debido a la relación entre pendientes longitudinales y transversales, el agua tiende a correr paralela al eje del camino. En la Figura 7.5 se ve como los drenes transversales han sido usados junto con una base permeable y un sistema colector de drenes longitudinales que proveen un medio efectivo para evacuar el agua.

También cuando se pasa de sección en terraplén a sección en corte y es de esperar un flujo de agua desde la zona de corte a la de terraplén, se usan drenes transversales interceptores de agua (Figura 7.6).

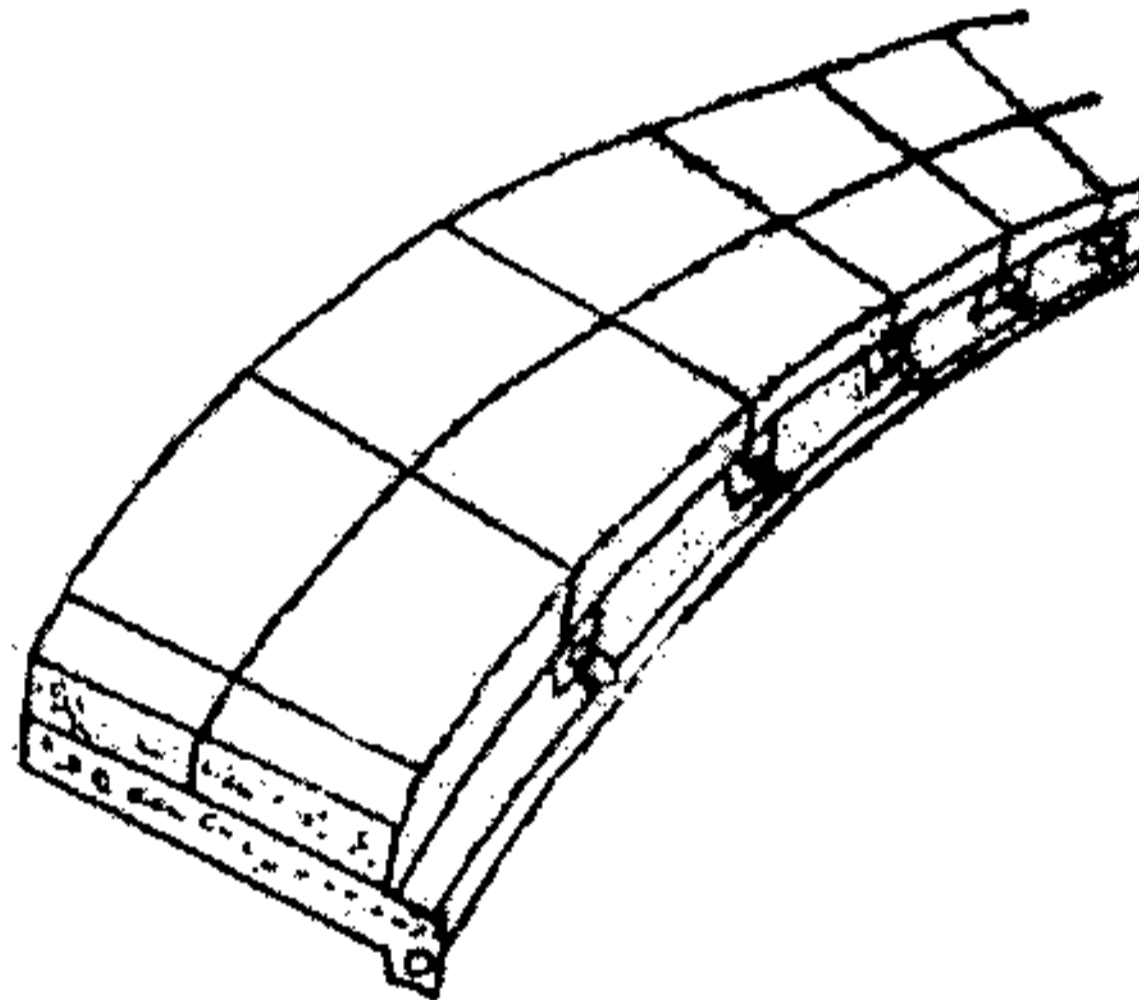


Figura 7.5. Drenes transversales conectados a un dren longitudinal

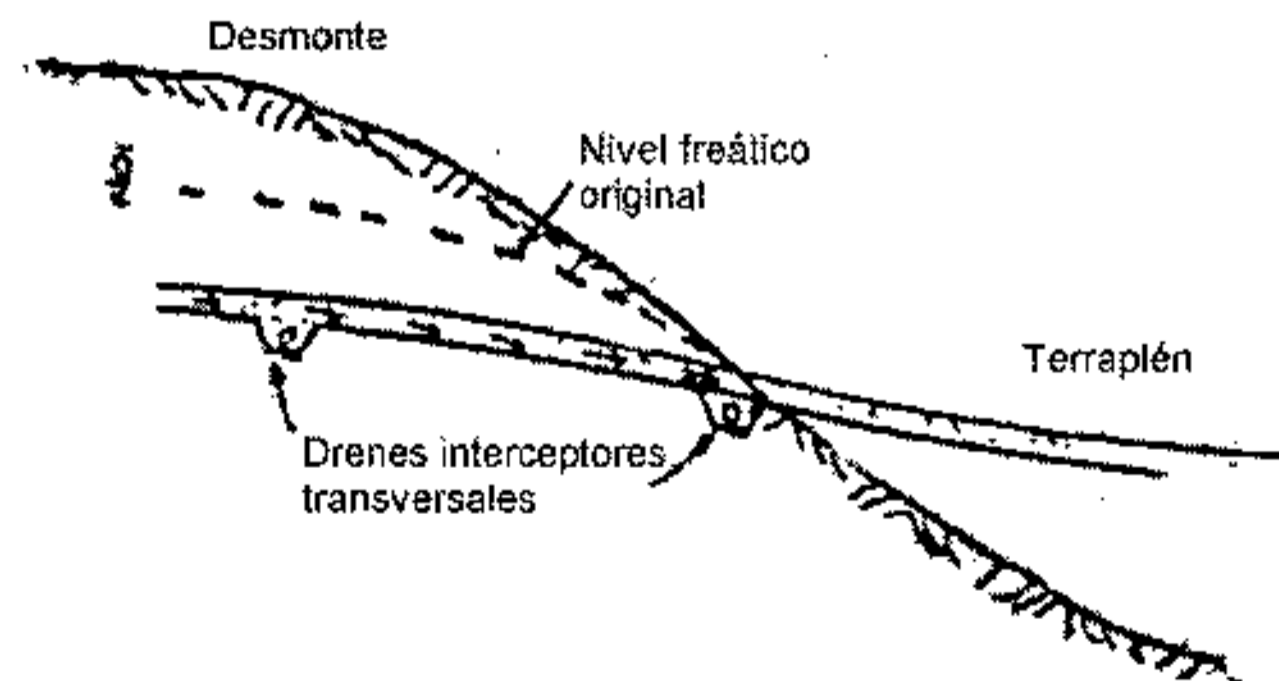


Figura 7.6. Drenes interceptores transversales

7.6.1.3. Bases permeables

Es una capa de pavimento cuyo ancho y longitud (en la dirección del flujo) son mucho mayores que su espesor. Si están correctamente diseñadas controlan eficazmente los problemas de infiltración y escurrimiento de agua.

Una base permeable debe tener un espesor adecuado y estar construida con un material de alto coeficiente de permeabilidad. Debe poseer una salida bien diseñada para las aguas colectadas y en muchos casos deben estar rodeadas con capas de filtro para protegerlas frente al taponamiento de capas vecinas más finas. En la Figura 7.7.a se ve una base permeable conectada a un dren colector longitudinal proyectada para controlar la filtración y el caudal de agua proveniente de una fuente artesiana. En este caso se ha usado un filtro debajo de la base para evitar que la subrasante contamine la base drenante y la tapone.

En la Figura 7.7.b se muestra una base drenante proyectada para captar el agua infiltrada a través del pavimento. En este caso la salida del agua es a la atmósfera y la superficie de la base drenante no tiene ninguna protección. Esto puede provocar que caiga material más fino sobre la misma y tapone la salida del agua anulando el efecto buscado. Se considera mucho mejor diseño el colocar un dren colector como desagüe de la base drenante.

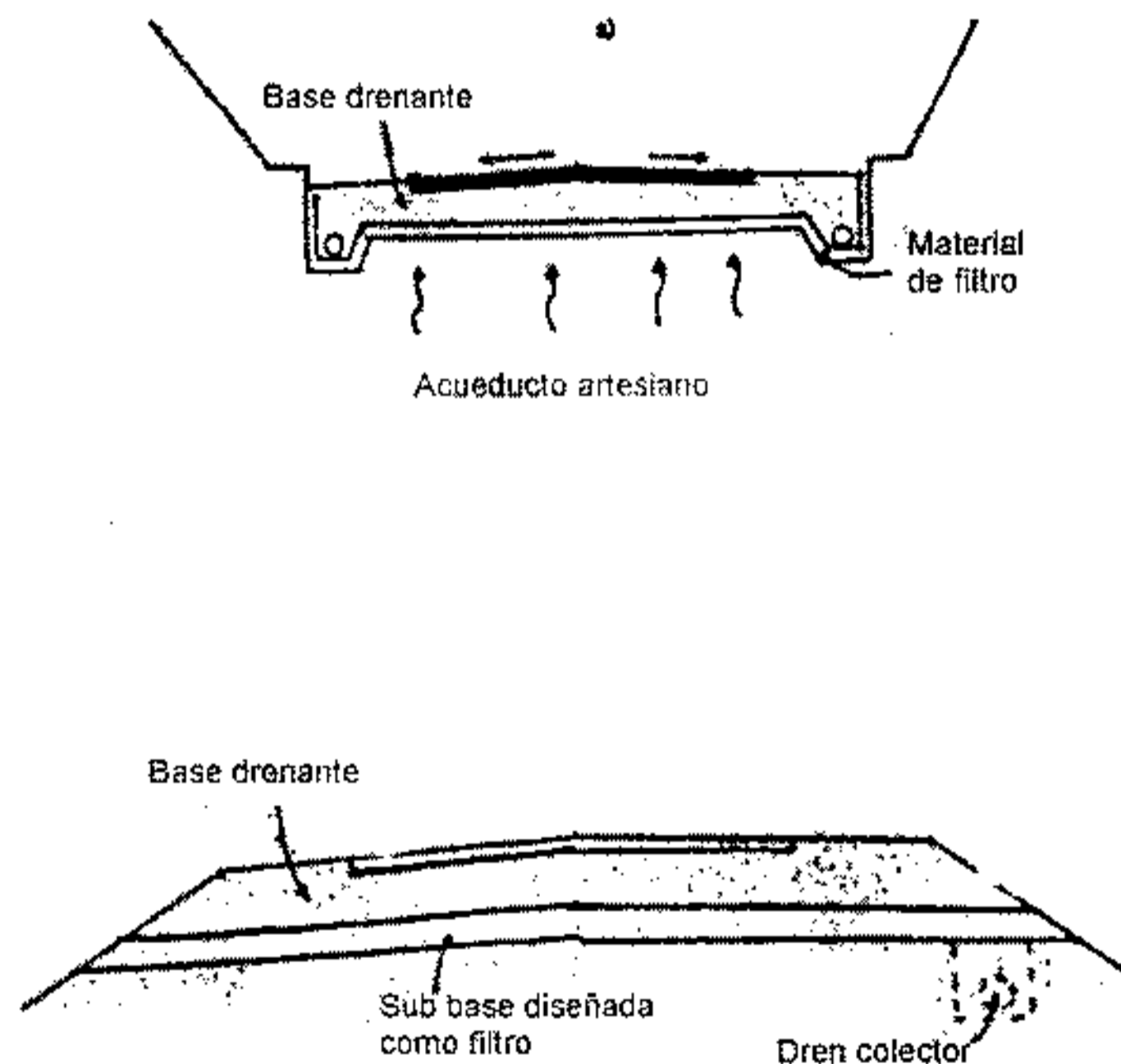


Figura 7.7. Bases permeables

7.6.1.4. Sistema de pozos

Los pozos verticales se usan para controlar el caudal de agua dentro del terreno y aliviar las presiones de poros en taludes cuya estabilidad se encuentre seriamente comprometida. En este caso los pozos deben ser bombeados para abatir el nivel freático durante la construcción o simplemente permitir el flujo para

aliviar presiones artesianas. A veces tienen algún sistema colector que permite su drenaje libre hacia lugares más bajos. En este caso están combinados con túneles, drenes horizontales, etc. (Figura 7.8).

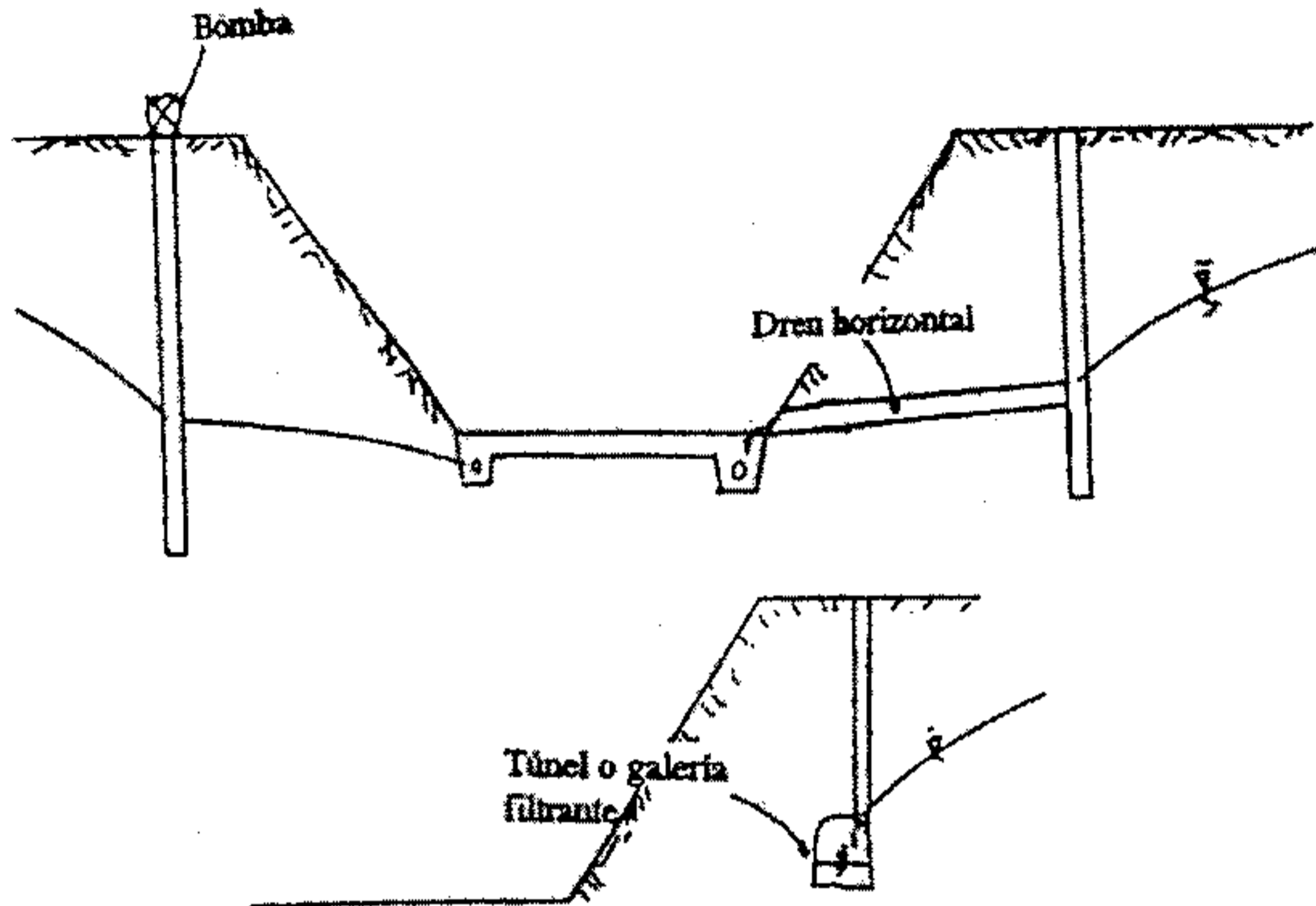


Figura 7.8. Sistema de pozos

7.6.2. Material para drenaje

En todo diseño de un sistema de drenaje, los materiales deben ser seleccionados cuidadosamente para asegurar que el drenaje se vea favorecido. Todos los componentes de un sistema de drenaje deben funcionar en armonía para que cumplan con los objetivos propuestos en el diseño. Los componentes son aquellos que interceptan el agua, los que la colectan a un punto determinado y los que la evacúan del paquete estructural.

7.6.2.1. Tubos colectores

Pueden estar hechos de varios materiales:

Cerámico; Hormigón; Plástico con fibra bituminosa; Metal corrugado; Polietileno corrugado; PVC.

Las longitudes son muy variables, 0.3 a 0.9 m para cerámicos. En este caso pueden ir no perforados y el agua se capta a través de las juntas abiertas. Los de hormigón normalmente son de 1 m de longitud. Los metálicos y de fibras son de 2.5 m o más. Los de plástico corrugado vienen en longitudes de 60 a 90 m. Los diámetros más comunes usados en la práctica son de 10 a 15 cm (4" y 6").

7.6.2.2. Materiales de filtro

Cuando se usan materiales de granulometría muy abierta para drenes transversales, longitudinales, bases permeables y pozos de drenaje, se hace necesario el empleo de materiales de filtro. Sus funciones son:

- Prevenir el movimiento de partículas de suelo que pueden migrar y taponar el dren.
- Proveer material en las vecindades de los vacíos del dren que sea más permeable que el suelo circundante.
- Proveer un buen apoyo para el dren.
- Estabilizar el suelo sobre el que apoya el dren.

En el caso de tener tuberías de drenaje, el material circundante debe cumplir determinadas condiciones granulométricas con respecto a las aperturas de los tubos. Estos son:

Para tuberías con ranuras rectangulares:

$$\frac{D_{85}^F}{B} > 1.2 \quad (7.2)$$

Siendo:

D_{85}^F = diámetro equivalente a "pasa 85%" para el filtro

B = ancho de la ranura

Para tuberías con orificios circulares:

$$\frac{D_{85}^F}{D} > 1.0 \quad (7.3)$$

D = diámetro del orificio

De acuerdo a Cedergreen, el Bureau of Reclamation aconseja:

$$\frac{D_{85}^E}{\text{Max}_{\text{tubo}}^{\text{apertura}}} > 2 \quad (7.4)$$

7.6.2.3. Filtros de transición

Se colocan para evitar la colmatación de finos de una capa drenante y para asegurar una buena permeabilidad en el filtro. Para cumplir estas condiciones la granulometría de ambas capas debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{D_{15}^F}{D_{85}^M} \leq 5 \quad \text{para evitar arrastres de finos} \quad (7.5)$$

Según Terzaghi:

$$\frac{D_{15}^F}{D_{15}^M} \geq 5 \quad \text{para asegurar una buena permeabilidad en el filtro} \quad (7.6)$$

Esto puede expresarse también así:

$$5D_{15}^M < D_{15}^F < 5D_{85}^M \quad (7.7)$$

F se refiere a la capa de filtro

M se refiere a la capa situada antes del filtro

Además se busca que ambas curvas granulométricas sean lo más paralelas posibles. Esto se logra haciendo cumplir esta ley:

$$\frac{D_{50}^F}{D_{50}^M} \leq 25 \quad \text{según el US Corp of Engineers} \quad (7.8)$$

Estas ecuaciones se aplican al filtro y capa de transición, en este caso "F" corresponde al filtro y "M" a la capa de transición. Cuando se aplican a la capa de transición y al terreno natural, "F" corresponde a la capa de transición y "M" al terreno natural.

Adicionalmente, la FHWA recomienda que el porcentaje de finos no exceda del 12%.

7.6.2.4. Filtros de textiles

Se usan cuando es difícil conseguir materiales de granulometría adecuada para construir las capas de transición. En este caso se emplean membranas artificiales que tienen aberturas que cumplen las mismas propiedades hidráulicas que las capas de transición. Las más comunes son los geotextiles formados por fibras no tejidas, que últimamente están tomando mucho auge. En este caso se habla del AOS (apparent opening size o tamaño de apertura aparente) que es el tamaño de poros que supera al 95% del tamaño de los poros del geotextil. Este tamaño se lo llama también P_{95} . Las condiciones granulométricas a cumplir son:

$$P_{95} < BD_{85}^M \quad (7.9)$$

M se refiere al suelo natural, si éste tiene PT N° 200 < 50%

Cuando $C_u < 2$ ó $C_u > 8$ $B = 1$ siendo $C_u = D_{60}/D_{10}$

Cuando $2 < C_u < 4$ $B = 0.5 C_u$

Cuando $4 < C_u < 8$ $B = 8/C_u$ (7.10)

Si el material tiene PT N°200 > 50% $B = 1.8$

Además: $P_{95} > 3D_{15}^M$ para evitar el taponamiento del geotextil (7.11)

Con respecto al material de filtro se debe cumplir sólo esta condición de Terzaghi:

$$\frac{D_{15}^F}{P_{15}} > 5 \quad (7.12)$$

dado que el geotextil no puede sufrir erosión.

7.6.3. Consideraciones de drenaje en el diseño de pavimentos según AASHTO

Un buen drenaje aumenta la capacidad portante de la subrasante (el módulo resiliente aumenta cuando baja el contenido de humedad), mejorando la calidad del camino y permitiendo el uso de capas más delgadas.

En la tabla 7.1 se indican los tiempos de drenaje recomendados por AASHTO. Estas recomendaciones están basadas en el tiempo requerido para drenar la capa de base hasta un grado de saturación del 50%. Sin embargo, el criterio del 85% de saturación reduce en forma significativa el tiempo real usado para seleccionar la calidad del drenaje.

Tabla 7.1

Calidad de drenaje	50% de saturación en:	85% de saturación en:
Excelente	2 horas	2 horas
Buena	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	Más de 10 horas
Muy pobre	El agua no drena	Mucho más de 10 horas

Esta calidad de drenaje se expresa en la fórmula del dimensionamiento (Número estructural) a través de unos coeficientes de drenaje m_i que afectan a las capas no ligadas (Tabla 7.2)

Tabla 7.2. Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles

Calidad de drenaje	% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Buena	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Para el diseño de pavimentos rígidos se usan los coeficientes de drenaje C_d que ajustan la ecuación de diseño que considera la resistencia de la losa, las tensiones y condiciones de soporte (Tabla 7.3).

Tabla 7.3. Coeficiente de drenaje para pavimentos rígidos

Calidad de drenaje	% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Bueno	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Regular	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Pobre	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Muy pobre	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

Para elegir alguno de los coeficientes presentes en estas tablas se deben seguir estos pasos:

1. Calcular el tiempo de drenaje de cada capa no ligada para pavimentos flexibles o de la base combinada con subrasante para los rígidos.
2. Seleccionar una calidad de drenaje en función del tiempo de drenaje calculado.
3. Estimar el tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.
4. Con la calidad de drenaje y el porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación, se elige el coeficiente de drenaje m_i o C_d según el caso.

7.6.3.1. Tiempo de drenaje

Hay dos maneras para determinar el tiempo de drenaje para una capa de un pavimento. Estas son: el método del tiempo para drenar (time to drain) y el del estado de flujo constante (steady state flow). En esta última se consideran las fuentes de ingreso y egreso, las mismas son cuantificadas y la base permeable se dimensiona para conducir los caudales de diseño. En el método del tiempo para drenar se considera solamente el agua que infiltra.

7.6.3.2. Ecuaciones del tiempo para drenar

Se considera que el agua proveniente de una lluvia se infiltra a través de la superficie del pavimento hasta que la base se satura completamente. A partir de este momento no entra más agua dentro de la estructura del pavimento y la que cae simplemente escurre sobre su superficie. El proyectista debe diseñar la capa de base teniendo en cuenta que una vez que cesa la lluvia, la base permeable drenará rápidamente para evitar daños.

El tiempo considerado adecuado para remover el agua depende del daño admisible y de las condiciones climáticas del lugar. Por ejemplo, en zonas de congelamiento, los pavimentos deben ser drenados en media o en una hora para minimizar el efecto a largo plazo de la presencia de humedad. Como comparación, una estructura de pavimento sin un drenaje efectivo requiere para drenar de 20 a 50 horas.

Los datos de entrada (Figura 7.9) para este análisis en lo que respecta a la geometría de la base permeable son: Pendiente longitudinal S ; Pendiente transversal S_x ; Espesor de capa drenante H y Ancho de base permeable W .

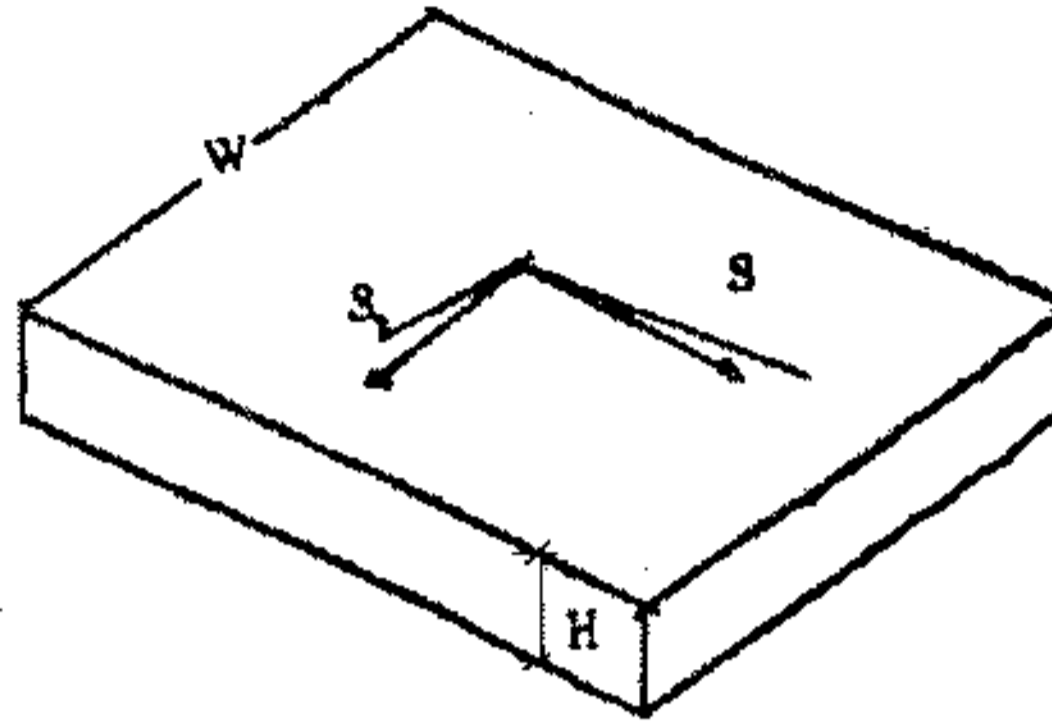


Figura 7.9. Parámetros geométricos a considerar en el tiempo de drenaje

$$\text{Longitud resultante de la base: } L_R = W \left[\left(\frac{S}{S_x} \right)^2 + 1 \right]^{0.5} \quad (7.13)$$

$$\text{Pendiente resultante de la base: } S_R = \left(S^2 + S_x^2 \right)^{0.5} \quad (7.14)$$

$$\text{Factor de pendiente: } S_T = \frac{L_R S_R}{H} \quad (7.15)$$

En lo que respecta a las propiedades del material a usar en la base drenante se debe conocer el porcentaje y tipo de finos.

Si son inertes, el IP debe ser menor del 1 %

Si son limosos, el IP es mayor del 1%, pero por debajo de la línea "A" del gráfico de plasticidades.

Si son arcillosos, el IP es alto, y se encuentran sobre la línea "A".

- D_{10}
- Densidad seca
- Gravedad específica de los sólidos $G_s = W_s/V_s$ (7.16)

Los cálculos a realizar para cuantificar las propiedades drenantes del pavimento son:

1. Suponer V_t (volumen total) = 1
2. Calcular $V_s = W_s/G_s$
3. Calcular V_v (volumen de vacíos) = $V_t - V_s = N_{em\acute{a}x}$ (volumen de agua que llena complemente los vacíos del material).

4. Con la tabla 7.4 se selecciona la pérdida de agua C:

Tabla 7.4. Cantidad de agua que puede drenar por gravedad

Material predominante	Cantidad de finos								
	<2.5 %			5%			10%		
	Tipo de finos			Tipo de finos			Tipo de finos		
	Filler	Limo	Arcilla	Filler	Limo	Arcilla	Filler	Limo	Arcilla
grava	70	60	40	60	40	20	40	30	10
arena	57	50	35	50	35	15	25	18	8

5. Calcular la porosidad efectiva: $N_e = N_{em\acute{a}x} C / 100$ (7.17)

La porosidad efectiva es un concepto muy importante, es la relación entre el volumen de agua que drena de un material bajo la acción de la gravedad y el volumen total de ese material. Es una medida de la cantidad de agua que puede ser drenada de un suelo.

6. Calcular m: $m = N_e L_r^2 / H k$ (7.18)

La permeabilidad k se puede determinar con el ábaco de la Figura 7.10. El tiempo de drenaje y los niveles de saturación se determinan de esta manera:

7. De la Figura 7.11 se selecciona un factor de tiempo T, función de S, y de los grados de drenaje U.

8. Se calcula el tiempo de drenaje t en horas:

$$t = T m 24 \quad (7.19)$$

9. Se computa el agua drenada durante cada período de tiempo multiplicando la porosidad efectiva N_e por U.

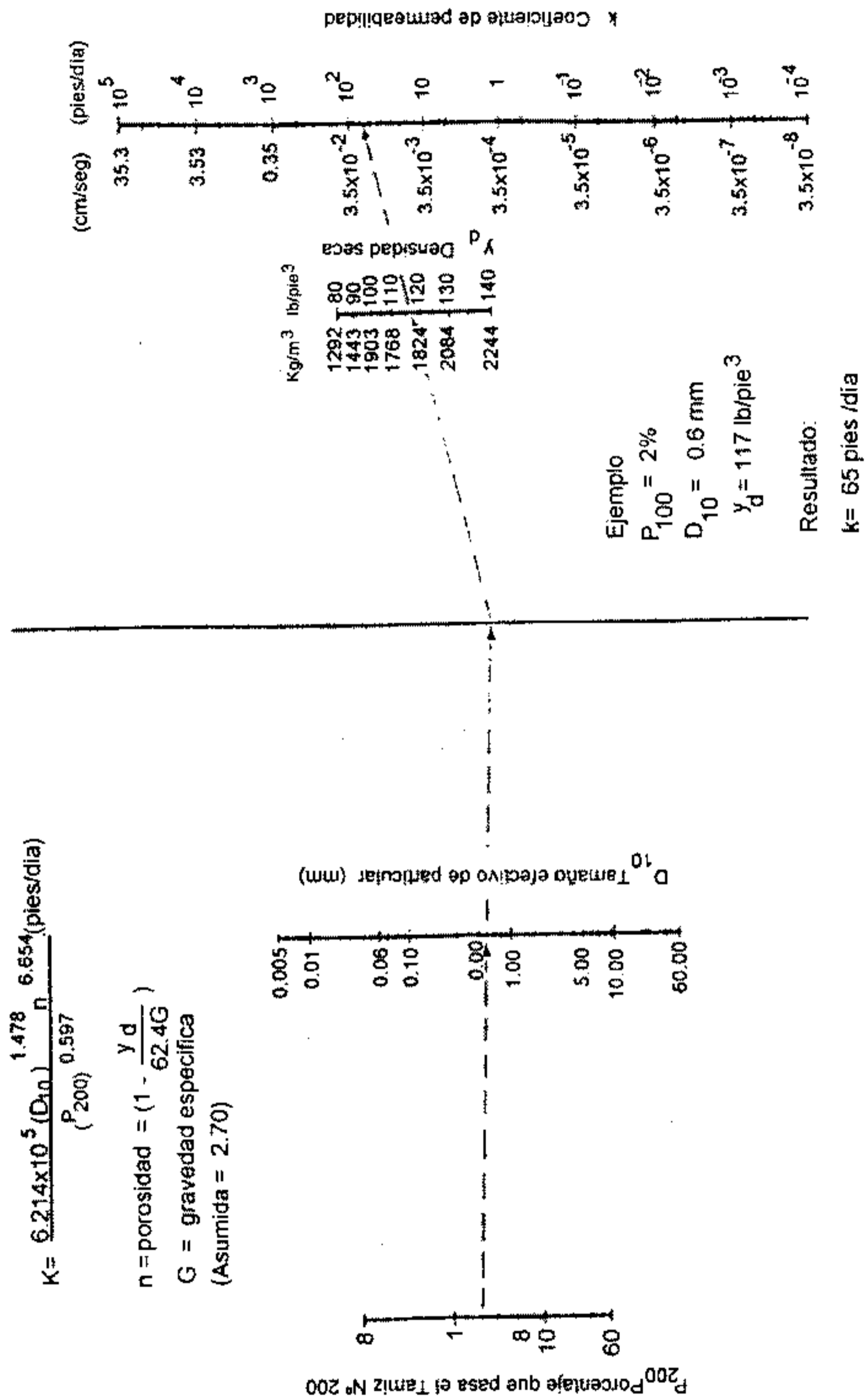


Figura 7.10. Ábaco Para estimar la permeabilidad

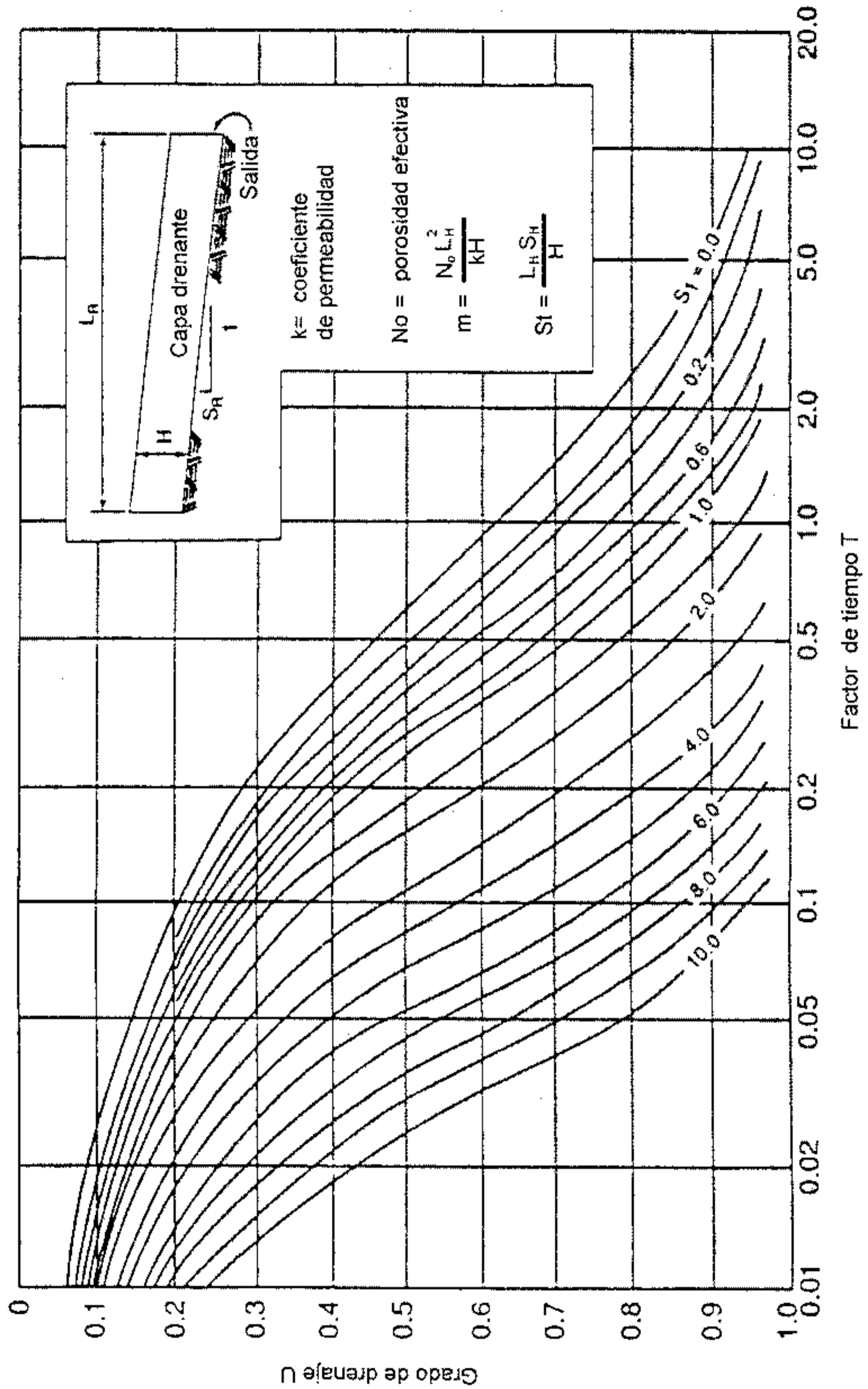


Figura 7.11. Factores de tiempo para drenaje de capas saturadas

10. Para cada periodo de tiempo, se debe computar la cantidad de agua remanente en la muestra sustrayendo el agua drenada durante cada período ($N_e * U$) del volumen de agua que llenaría completamente los vacíos de la capa drenante (V_v).

11. Determinar el nivel de saturación (%) de la capa drenante en cada intervalo de tiempo haciendo:

$$(V_v - N_e U) / N_{e\text{máx}} * 100 \tag{7.20}$$

A continuación se muestra una planilla para hacer los cálculos indicados:

- | | |
|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Sección del pavimento | Tipo de finos |
| Porcentaje de finos | γ_d (pcf o Kg/m ³) |
| D_{10} (mm) | k (pies/día ó cm/seg) |
| $G_s W$ | (pies ó m) |
| H (pies o m) | S_x (pies/pies ó m/m) |
| S (pies/pies o m/m) | $S_R = (S^2 + S_x^2)^{0.5}$ |
| $L_e = W((S/S_x)^2 + 1)^{0.5}$ | $m = N_e L_R / H k$ |
| $S_I = L_R S_R / H$ | |
| $V_t = 1.0 \text{ cm}^3$ | |
| $W_s = \gamma_d / 62.5$ ó γ_d | |
| $V_s = W_s / G_s$ | |
| $V_v = 1.0 - V_s$ | |
| C (%) | |
| $N_e = < N_{e\text{máx}} C / 100$ | |

U	T	$t_{\text{días}} = T m$	$t_{\text{horas}} = T m 24$	$N_e U$	$V_w = V_v N_e U$	$S = V_w / V_v 100$
0.1						
0.2						
0.3						
0.4						
0.5						
0.6						
0.7						
0.8						
0.9						

Los valores de t en horas y el porcentaje de saturación se grafican para determinar la capacidad de la base como elemento drenante. De acuerdo a la clasificación podrá ser "aceptable", "marginal" o "inaceptable" (Figura 7.12).

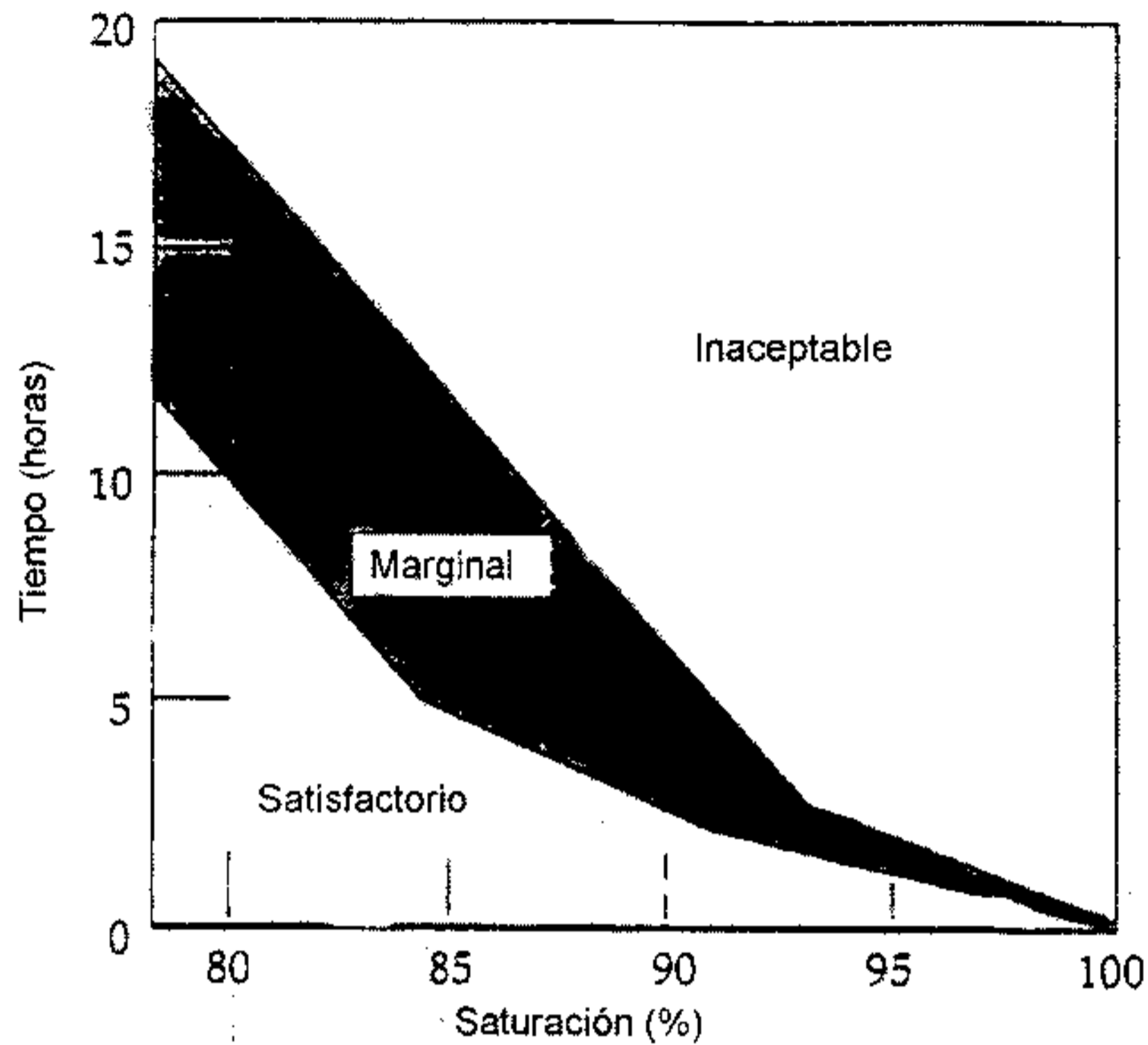


Figura 7.12. Criterio de drenaje para capas granulares

7.6.3.3. Método del caudal constante

En este método se supone que hay un caudal uniforme de filtración y que el sistema de drenaje puede ser diseñado para drenar esa agua. Uno de los mayores defectos de este método es la dificultad para determinar los caudales de entrada y salida. Una aproximación rigurosa debería considerar todas las fuentes de agua en el pavimento. Así se tiene:

$$q_n = q_i + q_g + q_a + q_m - q_v \quad (7.21)$$

donde:

q_n = caudal neto de entrada

q_i = caudal de infiltración

q_g = caudal de entrada por gravedad

q_a = caudal de entrada por flujo artesiano

q_m = caudal por derretimiento de hielo

q_v = caudal de salida por flujo vertical

El libro "Highway Subdrainage Manual (Moulton- 1980) es una buena guía para consultar en lo que respecta al uso de esta ecuación.

7.6.4. Porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación

En el cálculo del porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación debe excluirse el período de tiempo en el año en el cual el pavimento está congelado. El tiempo durante la estación seca del año también debe ser eliminado, dado que una eventual lluvia durante este período sólo incrementa un poco el contenido de humedad de un suelo seco y no provoca saturación. El índice de Thomthwaite puede ser una ayuda para determinar los niveles de humedad; los valores negativos indican largos períodos secos, mientras que valores positivos indican períodos secos cortos.

El período de deshielo de primavera comprende parte del tiempo próximo a la saturación para pavimentos construidos en áreas húmedas y frías. El número de días de lluvia puede obtenerse de datos meteorológicos y el porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación es:

$$P = \frac{(S + R)}{365} 100 \quad (7.22)$$

donde:

P = porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación

S = días de deshielo de primavera

R = días con lluvia si el pavimento puede drenar hasta el 85% del grado de saturación en 24 horas o menos. Si el tiempo de drenaje excede 24 horas, deben usarse los días de lluvia multiplicados por el tiempo de drenaje en días.

7.6.5. Ejemplo

Se trata de un camino de cuatro carriles con separador central. El pavimento es de hormigón simple con juntas transversales separadas 4.9 m (15 pies). La subrasante es un suelo A-6 (19). La profundidad de nivel freático oscila entre 1.2 a 1.8 m (4 a 6 pies) y estacionalmente puede llegar al nivel de camino. Las características granulométricas de las capas están en esta tabla:

Tamiz	% que pasa		
	Subrasante	filtro	Base permeable
1 1/2"	100	100	100
1"	100	98	94
3/4"	100	95	87
1/2"	100	90	78
Nº4	100	72	44
Nº40	77	25	25
Nº200	32	7	5

Además:

Pendiente resultante:	$S_R = 0.02\text{mm/rn}$
Longitud resultante:	$L_R = 7.3\text{m (20 pies)}$
Espesor de base:	$H = 152\text{mm (6")}$
Porosidad efectiva:	$N_e = 0.25$
Coefficiente de permeabilidad	$k = 610 \text{ m/día (2000pies/día)}$
Volumen de vacíos:	$V_v = 0.30$

En base a esta información calcular:

1. El tiempo de drenaje para el material de la base
2. Estimar el tiempo en que esta base estará saturada.
3. Determinar el coeficiente de drenaje para un pavimento rígido.
4. Examinar el diseño del filtro.

En primer lugar se determina el factor de pendiente S_1 :

$$S_1 = \frac{L_R S_R}{H} = \frac{7.3 * 0.02}{0.152} = 0.96$$

Con este S_1 , factor de tiempo T_{50} es 0.245 (Figura 7.13).

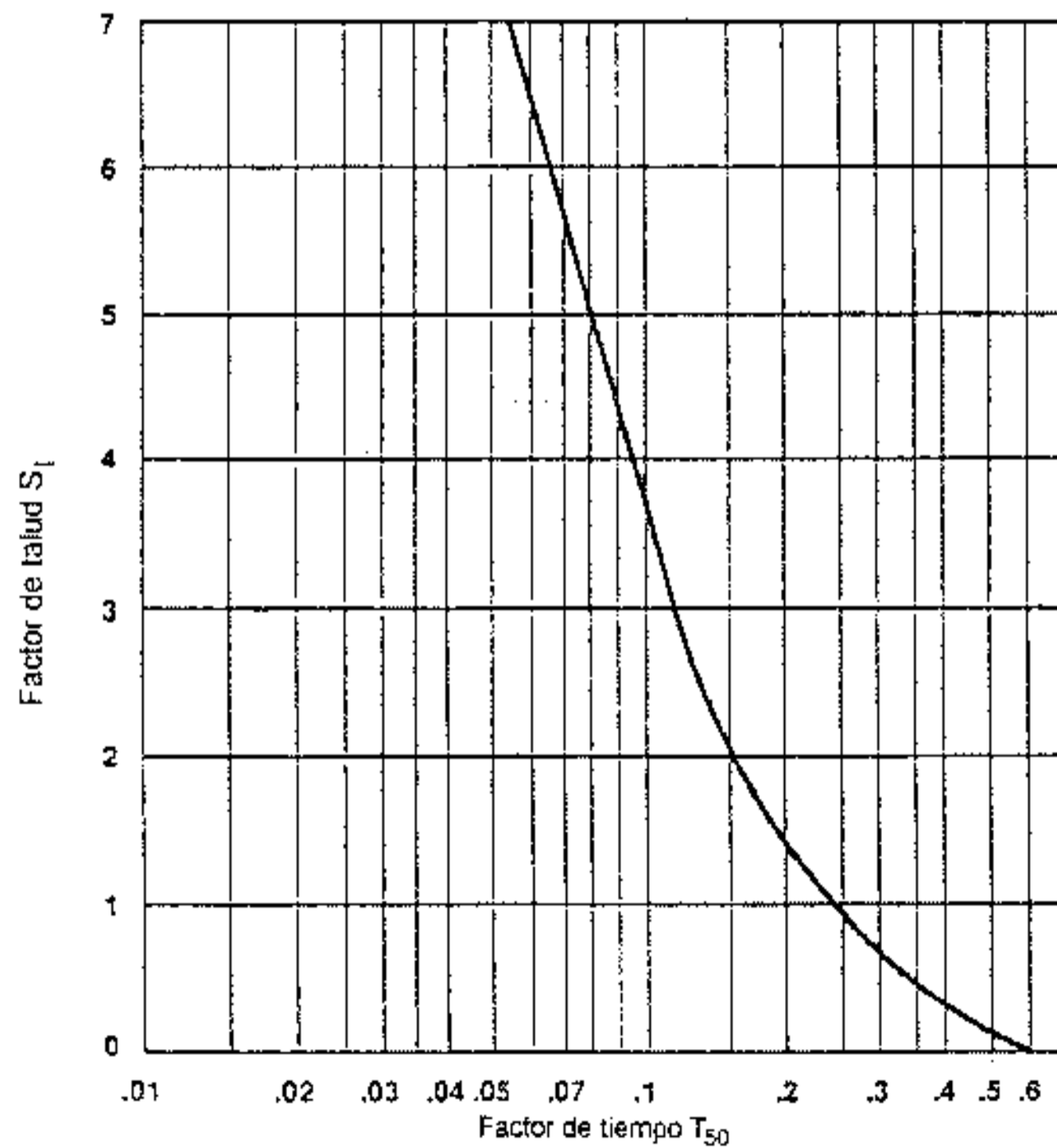


Figura 7.13 Factor de tiempo para un drenaje del 50%

$$\text{Luego se calcula } m = \frac{N_e L_R^2}{H k} = \frac{0.25 \cdot 7.3^2}{0.152 \cdot 610} = 0.144$$

El tiempo para drenar esta capa es:

$$t = T \times m \times 24 = 0.245 \times 0.144 \times 24 = 0.85 \text{ horas}$$

Suponiendo que hay 19 días de deshielo en primavera y 22 días con lluvia, el tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación es:

$$P = \frac{(S + R)100}{365} = \frac{(19 + 22) \cdot 100}{365} = 11.2\%$$

Como el tiempo para drenar es 0.85 horas y la calidad del drenaje es excelente, se debe usar un coeficiente de drenaje para un $P = 11\%$ igual a $C_d = 1.13$.

Se hace también una verificación de la granulometría de los materiales en lo que concierne a condiciones de filtro:

$$\frac{D_{15}^{\text{capa de transición}}}{D_{85}^{\text{subrasante}}} = \frac{D_{15}^F}{D_{85}^M} = \frac{0.18}{0.70} = 0.25 < 5$$

$$\frac{D_{50}^{\text{capa de transición}}}{D_{50}^{\text{subrasante}}} = \frac{D_{50}^F}{D_{50}^M} = \frac{1.60}{0.15} = 10.7 < 25$$

$$\frac{D_{15}^{\text{base}}}{D_{15}^{\text{capa de transición}}} = \frac{D_{15}^F}{D_{85}^M} = \frac{2.50}{9.00} = 0.30 < 5$$

$$\frac{D_{50}^{\text{base}}}{D_{50}^{\text{capa de transición}}} = \frac{D_{50}^F}{D_{50}^M} = \frac{6.00}{1.60} = 3.75 < 25$$

Como puede verse, el filtro es adecuado.

7.7. FHWA TECHNICAL PAPER 90-01. DRENAJE DE PAVIMENTOS

El objetivo de esta guía es considerar el análisis de drenaje en el diseño de pavimentos a los efectos de eliminar la posibilidad de una reducción de la vida útil de los mismos por efecto del agua que puede presentarse en el paquete estructural. En todos los casos donde sean de preverse problemas de humedad deben diseñarse dispositivos de drenaje que consistirán en una base drenante, drenes colectores longitudinales y filtros de transición hechos con material granular o geotextiles.

7.7.1. Coeficientes de drenaje AASHTO

Aparecen en la versión 86 del método de diseño. Estos coeficientes son mayores, iguales o menores que 1, dependiendo de la bondad de las capas de drenaje estructurales de menor espesor. Si el drenaje no es bueno, el coeficiente será menor que 1 y obligará a hacer un paquete estructural de mayor espesor para resistir iguales condiciones de tránsito. Es necesario aclarar que ese paquete de mayor espesor no es un sustituto de un buen drenaje.

7.7.2. Análisis de drenaje

En un análisis de drenaje se deben estudiar las granulometrías y permeabilidades de los distintos materiales presentes en el proyecto. La permeabilidad puede determinarse in situ o en laboratorio.

También debe calcularse la capacidad de los drenes longitudinales. Por ejemplo para una base permeable, una zanja drenante envuelta con geotextiles con una tubería de 4" (10 cm) de diámetro es un buen dispositivo de drenaje. En general, los drenes deben diseñarse para drenar el agua dentro de las 2 horas desde la terminación de la lluvia. En un buen sistema de drenaje, la capacidad drenante tiene que ir aumentando desde el material aguas arriba hacia aguas abajo.

En lo que respecta al geotextil usado como filtro en capas drenantes se debe cumplir:

- Retención de suelo
- Permeabilidad
- Potencial de taponamiento
- Composición química
- Condiciones de puesta en obra y de durabilidad

Las bases permeables son un medio excelente para permitir la rápida remoción del agua de la estructura de un pavimento antes de que el agua lo dañe. Pueden estar hechas con materiales estabilizados o no. En una buena base drenante, el agua libre no debe permanecer más de 2 horas desde el final de la precipitación.

En la figura 7.14 se ven diferentes secciones transversales de bases permeables.

Es conveniente prever un sistema de drenes colectores longitudinales cuyo diámetro y orificios serán función de la granulometría de la base. No conviene proyectar la base drenante para que drene directamente a la atmósfera.

Los agregados que forman una base drenante deben ser resistentes, durables, en general de piedra partida y sin finos. Se recomienda como mínimo una permeabilidad de 1000 pies/día (305 m/día = 0.35 cm/seg).

Las bases drenantes estabilizadas pueden construirse con cemento o con asfalto. El asfalto se coloca en un 2 a 2.5% en peso y mezclado con un material de granulometría abierta. El cemento portland se coloca en una cantidad entre 80 a 170 Kg/m³.

En las bases no estabilizadas se debe tener mucho cuidado con el desplazamiento y la segregación del material durante la construcción y evitar la contaminación con finos luego de su colocación.

El propósito de la compactación de una base granular es hacer una capa durable y resistente sin disminuir sus propiedades drenantes. Esto puede lograrse con el paso de un rodillo liso de 4 a 10 Tn de peso, una a tres veces.

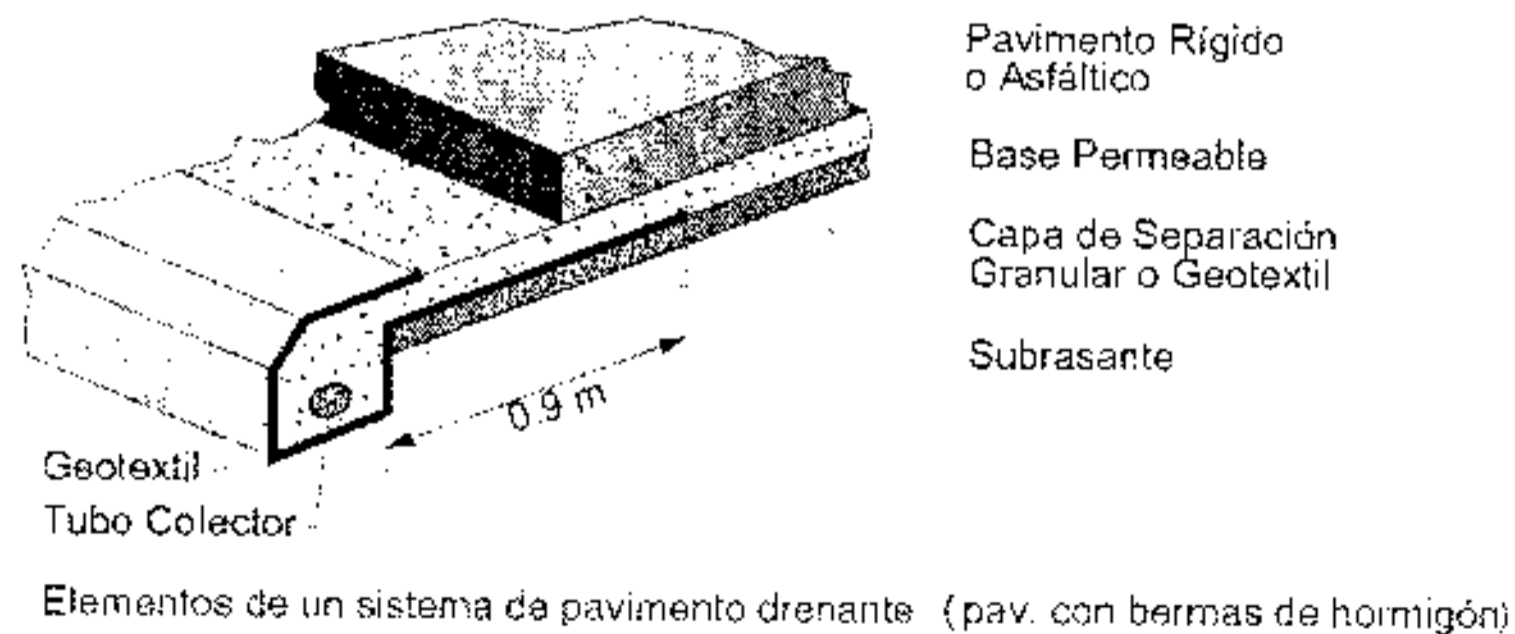
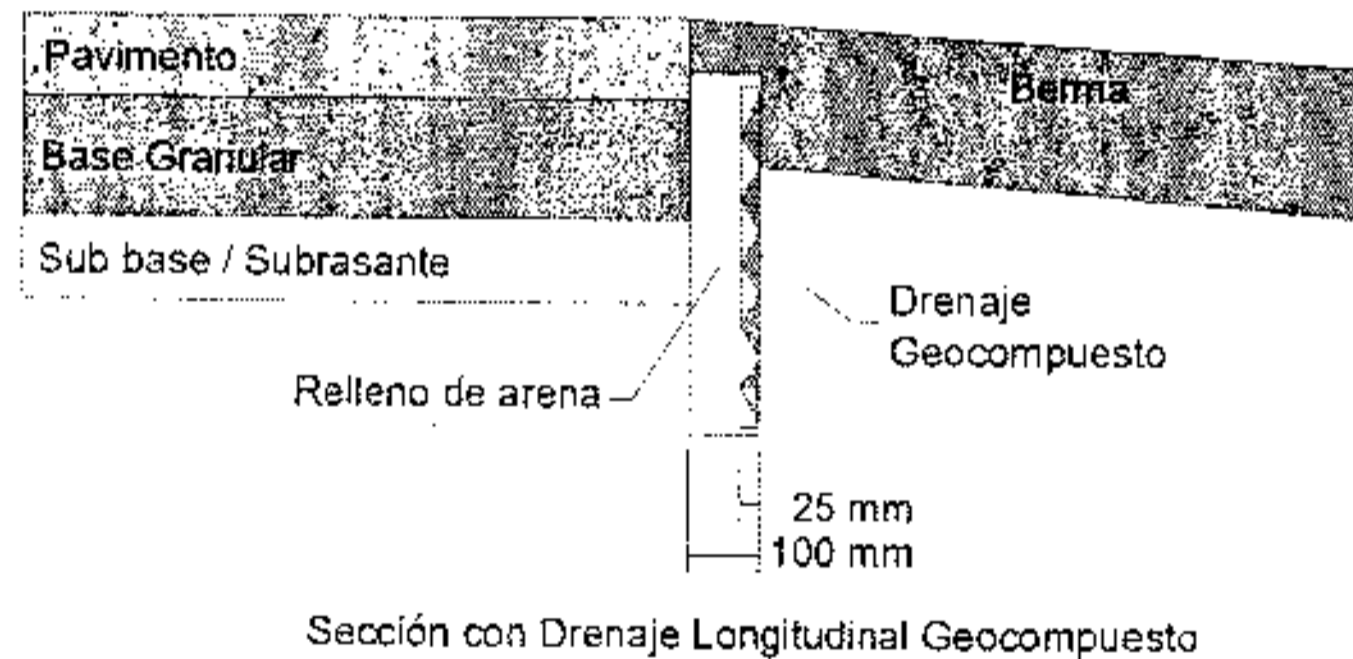
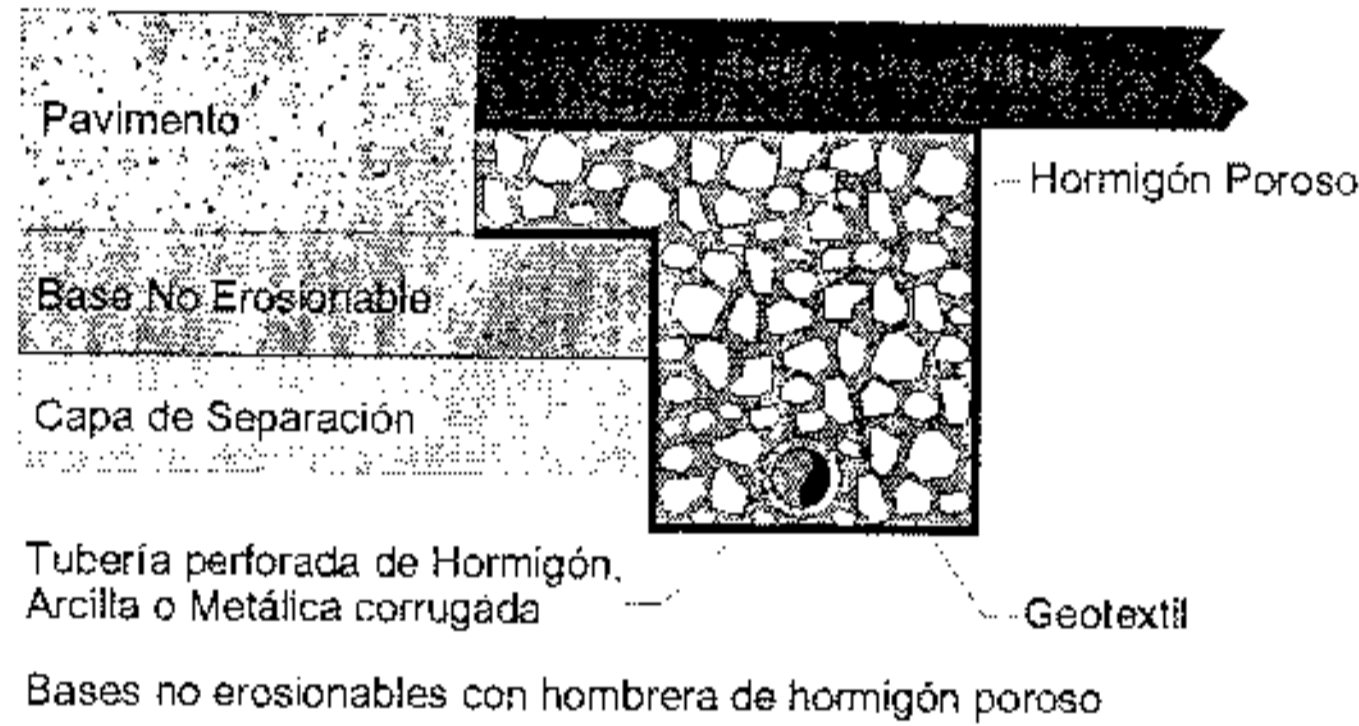
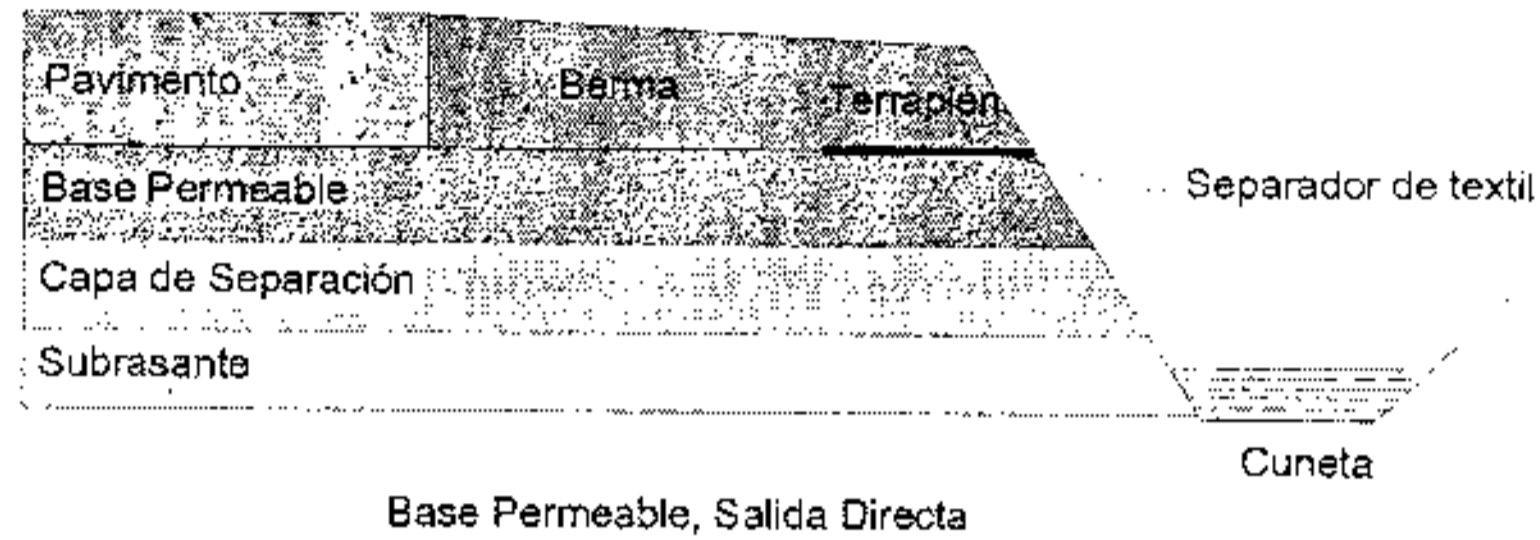


Figura 7.14. Secciones transversales de bases permeables

El espesor mínimo de una base drenante debe ser 4" (10 cm) y debe extenderse al menos de 0.30 a 0.90 m (1 a 3 pies) por fuera del pavimento para asegurar una huella estable para la pavimentadora.

Para capas de transición se recomienda un espesor mínimo de 4" (10 cm).

En lo referente a tuberías de drenaje se puede decir que las hay de distinto tipo. Tienen una alta capacidad hidráulica, pero deben ser usados con cuidado si la capa que la rodea tiene más del 20% de finos. En la Figura 7.15 se muestran algunas aplicaciones de estos drenes.

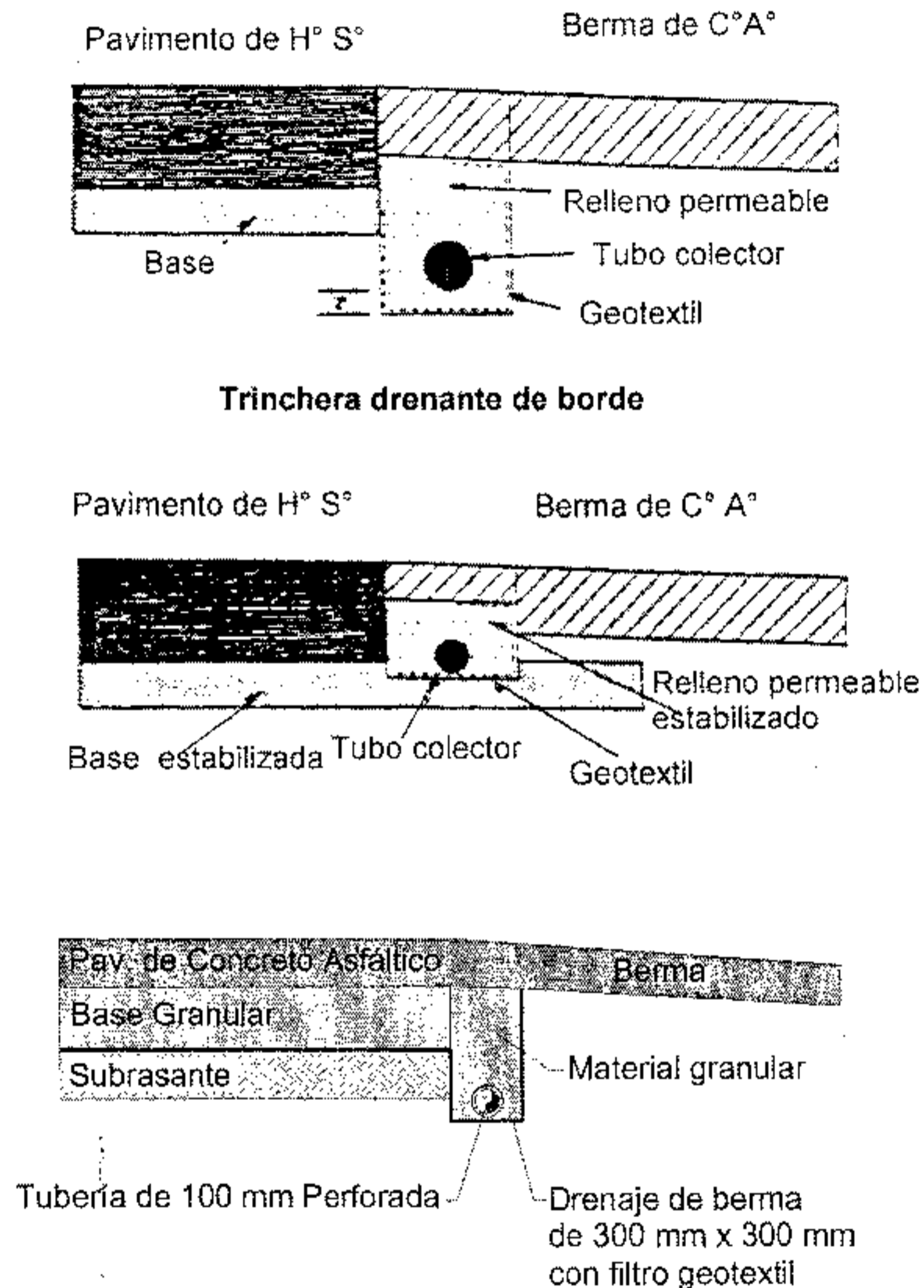


Figura 7.15. Aplicaciones de tubos perforados y geotextiles

Las salidas laterales (lateral outlets) son muy importantes en el diseño de un sistema de drenaje. Están hechas de metal o de cualquier otro material rígido y se las coloca con una pendiente del 3%. La salida de este dispositivo debe estar al menos a 6" (15 cm) por encima del nivel del agua de la cuneta para el caudal correspondiente a una recurrencia de 10 años.

El espaciamiento de estas salidas varía entre 75 y 90 m. En la Figura 7.16 se ve este dispositivo.

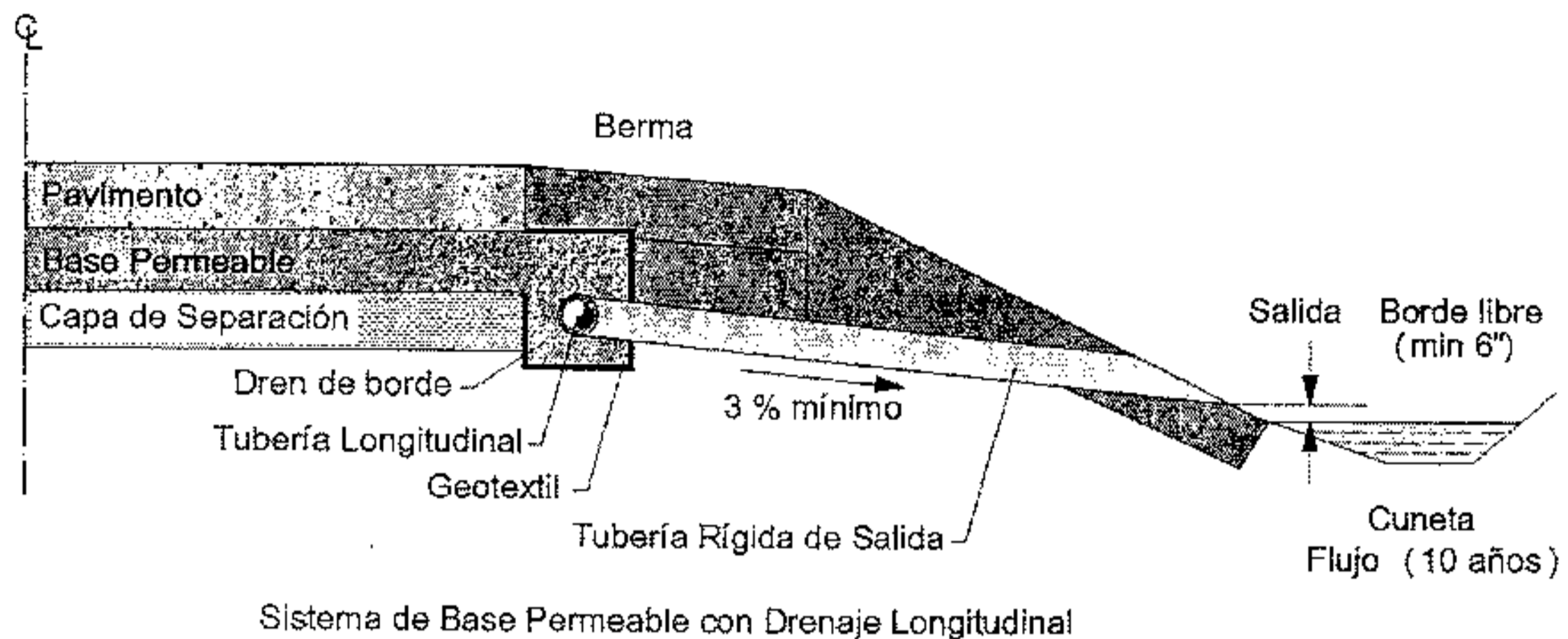


Figura 7.16. Salida lateral

Una vez construido todo el sistema de drenaje, el mismo deberá estar sometido a trabajos de mantenimiento periódico. Se debe evitar que lo obstruya la vegetación, que se tapone con finos, etc.

7.8. EFECTO DE SUBRASANTES EXPANSIVAS Y CONGELANTES EN LA PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD

7.8.1. Introducción

Se considerarán en esta sección las pérdidas de serviciabilidad por efecto del hinchamiento o congelamiento de subrasantes. Ambos fenómenos producen levantamientos diferenciales a lo largo del perfil longitudinal del camino, lo que se traduce en un aumento de la rugosidad. El criterio que se describirá a continuación no debe aplicarse si el hinchamiento producido es constante, lo que no producirá un aumento de rugosidad, como también si se emplean medidas preventivas. Ejemplo de estas últimas son: aislamiento de la subrasante expansiva frente a cambios de humedad, tratamiento con cal o reemplazo del material, o bien para subrasantes - congelantes implementar un buen drenaje o dispositivos de control de congelamiento (colocación de un material que no sea susceptible al congelamiento).

7.8.2. Subrasantes expansivas

Para determinar la pérdida de serviciabilidad por hinchamiento de la subrasante se deben conocer: constante de hinchamiento, levantamiento potencial vertical y probabilidad de hinchamiento.

Los suelos susceptibles de sufrir hinchamiento son finos, especialmente las arcillas, pero no todas ellas son expansivas. Se puede decir que las arcillas expansivas son aquellas que tienen un límite líquido mayor que 50%, y, en general, una relación LL/IP menor que 2.5 aproximadamente. Corresponden a los suelos CH según la Clasificación Unificada o a los A-7-6 según la clasificación de la AASHTO.

Si se considera algún proyecto de rehabilitación, es necesario tener en cuenta que gran parte del hinchamiento ya ha ocurrido en los primeros años de construido el pavimento, por lo que es de prever un hinchamiento muy bajo para el diseño del refuerzo.

La constante de hinchamiento es un factor usado para estimar la velocidad a la cual tendrá lugar éste. Puede variar entre 0.04 y 0.20. Se usan valores altos cuando el suelo está expuesto a aportes importantes de humedad debido a fuertes lluvias, drenaje insuficiente, etc. Se usan valores bajos cuando es muy difícil el acceso de humedad a la subrasante. En la Figura 7.17 se encuentra un gráfico para estimar la constante de hinchamiento considerando el aporte de humedad y el estado de la subrasante (variando entre fracturada y cerrado).

El hinchamiento potencial vertical V_R representa la expansión vertical que puede sufrir la subrasante bajo condiciones extremas (alta plasticidad y gran aporte de humedad). El proyectista puede obtener el valor de V_R mediante ensayos de laboratorio, por procedimientos empíricos o por su experiencia. La Figura 7.18 presenta un gráfico que puede usarse para determinar el hinchamiento potencial vertical entrando con el índice de plasticidad de la subrasante, las condiciones de humedad y el espesor de la capa expansiva.

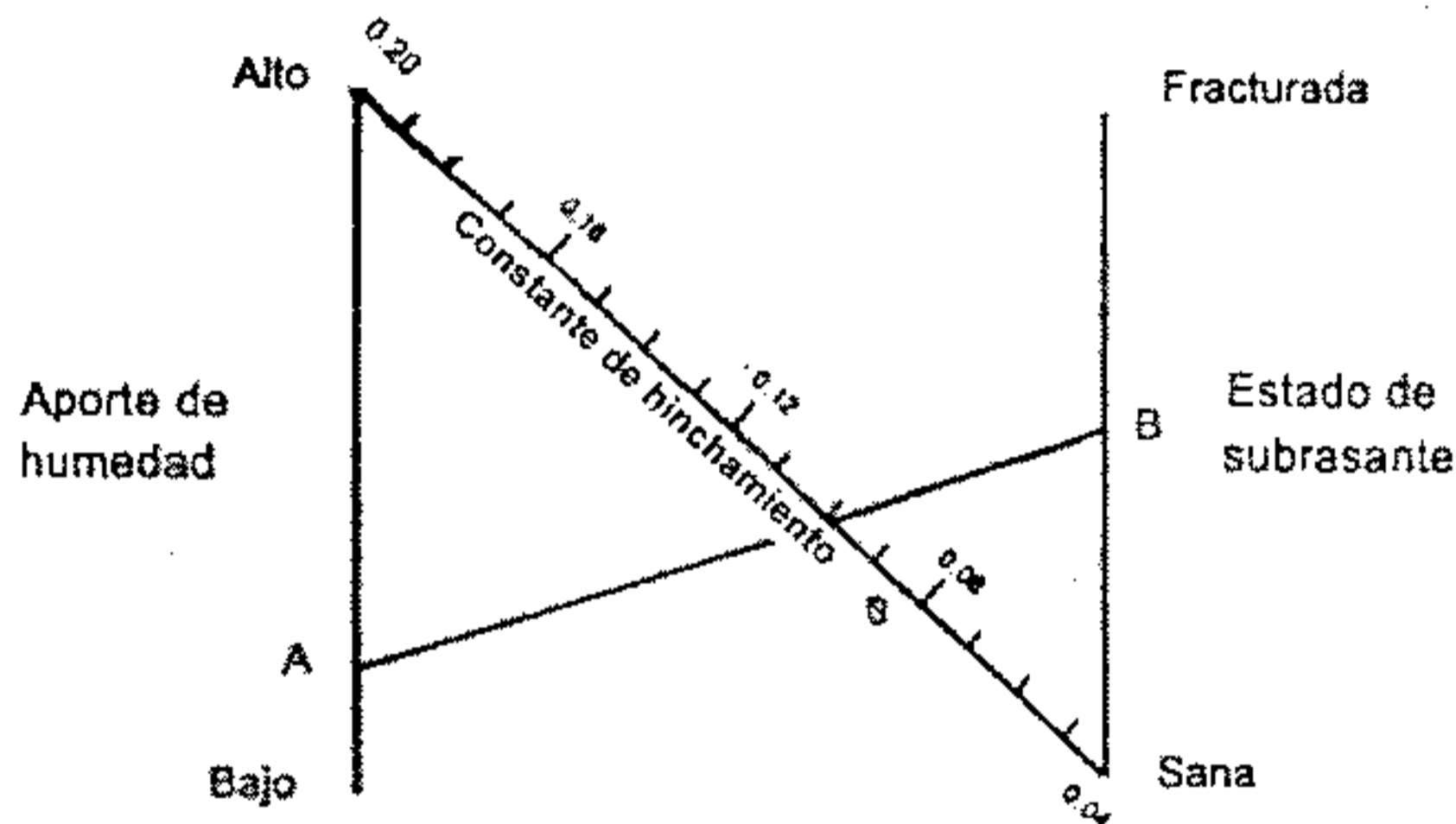


Figura 7.17. Gráfico para estimar la constante de hinchamiento

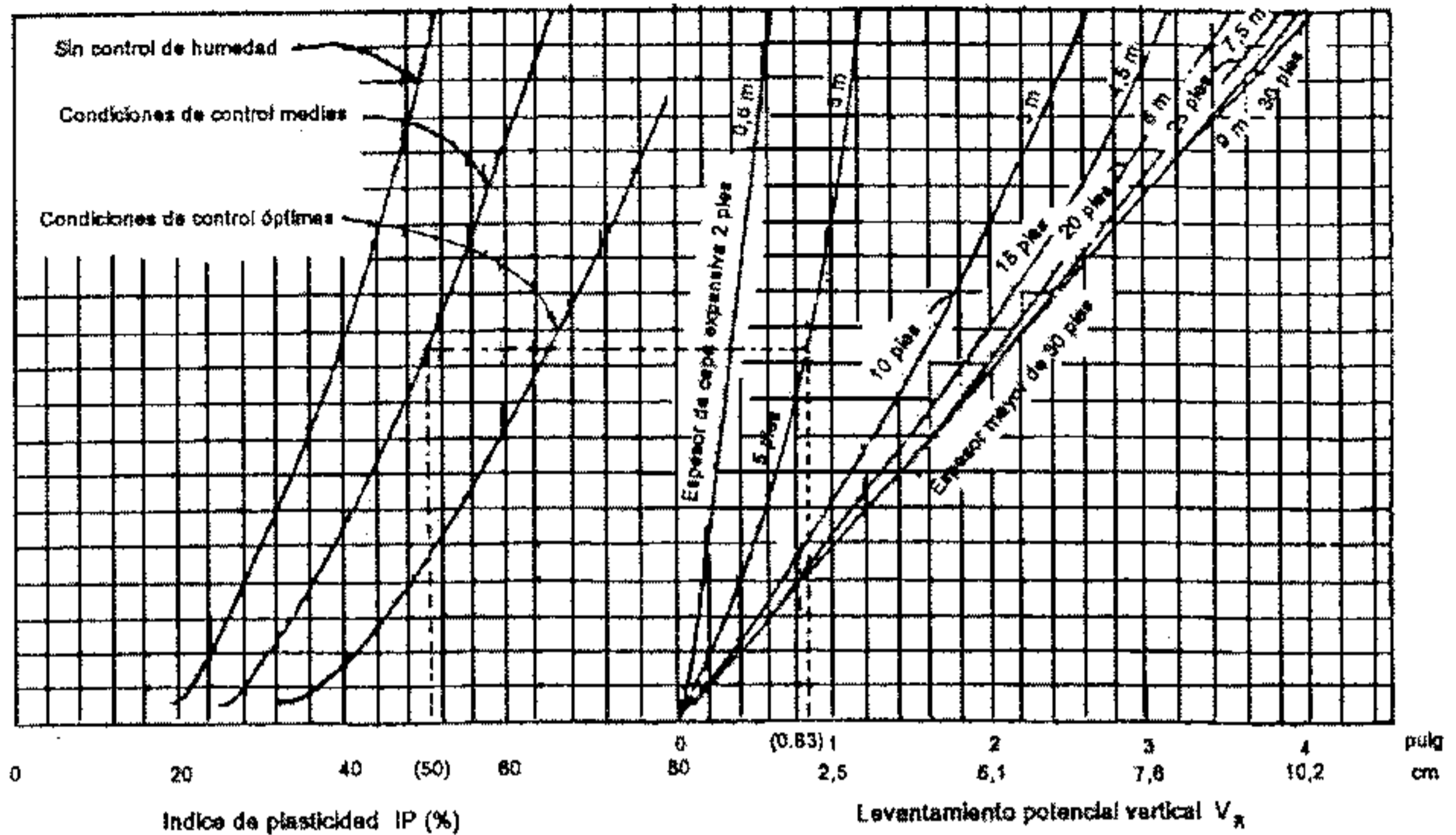


Figura 7.18. Gráfico para estimar el hinchamiento potencial vertical

La probabilidad de hinchamiento representa la proporción, expresada en porcentaje, de la longitud del proyecto sometida a hinchamiento. La probabilidad de hinchamiento en un lugar determinado es del 100% si el IP es mayor de 30% y el espesor de la capa expansiva es mayor de 60 cm (o si V_R es mayor de 0.5 cm). Por lo tanto la probabilidad de expansión debe determinarse mediante un estudio de suelos. Si el proyecto está dividido en zonas expansivas y no expansivas y son tratadas separadamente, se usa una probabilidad del 100% para las zonas expansivas.

Por último, mediante el ábaco de la Figura 7.19, entrando con el período de análisis para la obra, la constante de hinchamiento θ , la probabilidad de hinchamiento P_s y el hinchamiento potencial vertical V_R , se obtiene ΔPSI_{sw} que es la pérdida de serviciabilidad por efecto de la subrasante expansiva.

Cuando se prevé la colocación de un refuerzo, en lugar de usar el período de análisis, se usa la vida útil de la primera etapa del pavimento.

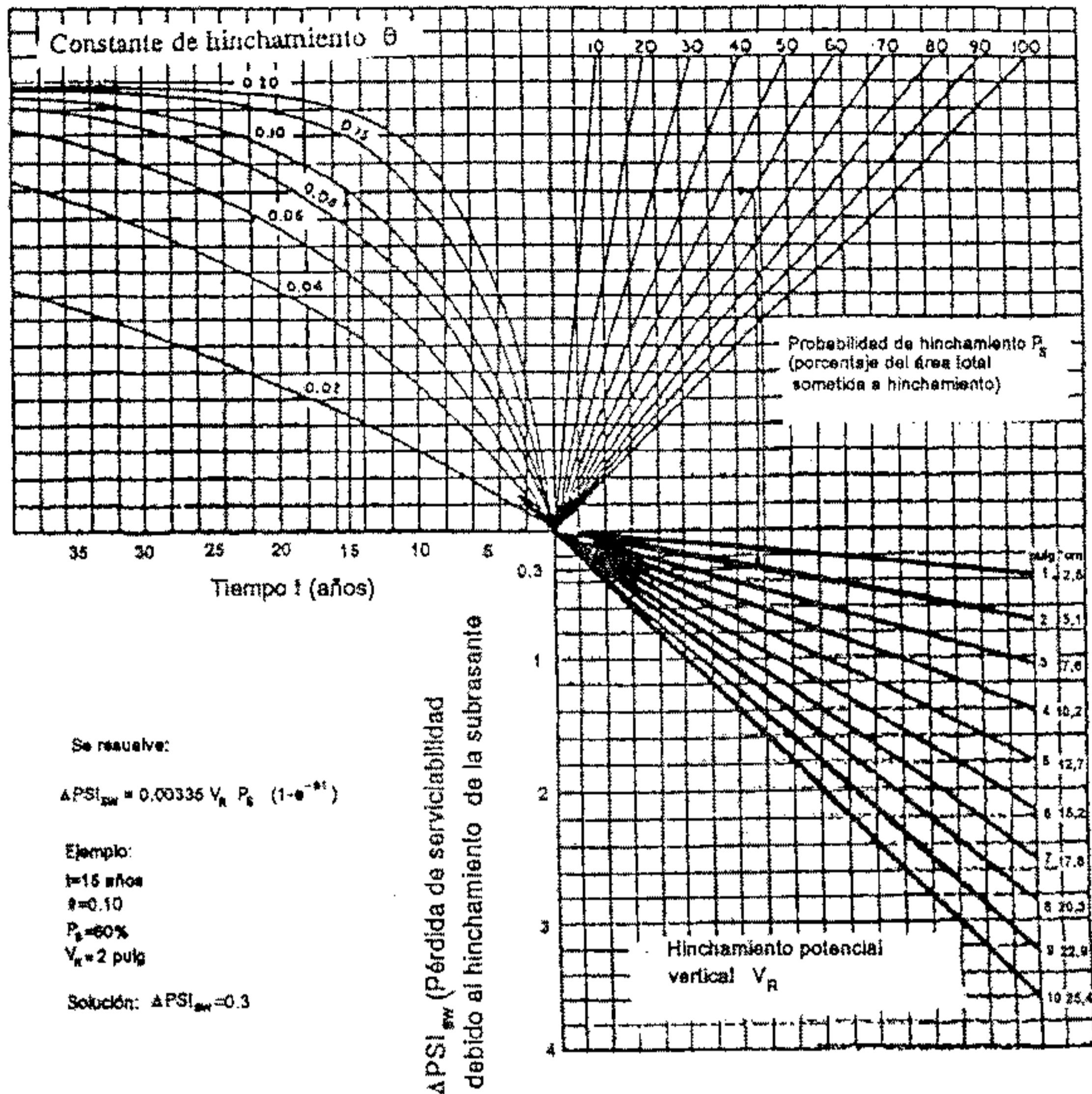


Figura 7.19. Ábaco para obtener la pérdida de serviciabilidad por subrasante expansiva

7.8.3. Subrasantes congelantes

En este apartado se explicará cómo determinar la pérdida de serviciabilidad debido a la acción del hielo. Si se usan procedimientos tales como el reemplazo de material susceptible por otro que no lo es, este efecto puede despreciarse. El congelamiento de la subrasante produce hinchamientos que se traducen en ondulaciones del pavimento y, por lo tanto, en una disminución de la serviciabilidad. La expansión por congelamiento ocurre cuando el agua libre en la subrasante se congela y forma lentes de hielo. El hielo ocupa más volumen que el agua y, lo que es peor, hay aporte de agua proveniente de las partes inferiores por acción capilar, si el nivel freático está próximo, para formar hielo, por lo que esas lentes de hielo crecen cada vez más incrementando el problema. Esto implica que una manera de neutralizar este problema es colocar una capa drenante para cortar ese ascenso capilar, es decir transformar lo que según Terzaghi es un sistema abierto, en uno cerrado.

El modelo para la expansión por congelamiento de la subrasante es casi idéntico al de las subrasantes expansivas. Fue deducido en base al comportamiento de 18 secciones experimentales en el estado de Michigan. Hay tres factores a tener en cuenta: velocidad de hinchamiento por congelamiento, máxima pérdida potencial de serviciabilidad debida a expansión por congelamiento y probabilidad de expansión por congelamiento.

La velocidad de hinchamiento por congelamiento da la velocidad de incremento de rugosidad por congelamiento (mm/día). Esta velocidad depende del tipo de suelo y del porcentaje de finos. La Figura 7.20 muestra un gráfico que puede usarse para estimar la velocidad de hinchamiento de subrasantes basada en la Clasificación Unificada y el porcentaje de material menor de 0.02 mm.

La máxima pérdida potencial de serviciabilidad debida a la expansión por congelamiento depende de la calidad del drenaje y de la profundidad de penetración de la helada. La Figura 7.21 tiene un gráfico que puede usarse para estimar la máxima pérdida de serviciabilidad basada en estos factores. Los criterios basados para determinar la calidad del drenaje son los mismos que fueron definidos cuando se habló de drenaje.

Calidad de drenaje	Agua removida en:
Excelente	1/2 día
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Muy pobre	No drena

La probabilidad de expansión por congelamiento debe ser estimada por el proyectista en base al porcentaje del área del proyecto que puede experimentar hinchamiento por congelamiento. Esto está afectado por muchos factores incluyendo la extensión de subrasante susceptible de hinchamiento, humedad, calidad del drenaje, número de ciclos de congelamiento y deshielo en el año y profundidad de penetración de la helada. Esto debe hacerse en base a la experiencia, ya que no hay ningún método claro para determinar esta probabilidad.

Una vez definidos estos tres factores, con el gráfico de la Figura 7.22 se puede determinar la pérdida de serviciabilidad ΔPSI_{FH} debida a la expansión por congelamiento. El tiempo t a introducir en el gráfico debe ser igual al período de análisis. Cuando se plantea una construcción por etapas con refuerzos posteriores, el tiempo t a introducir es la vida útil de la primera etapa del pavimento.

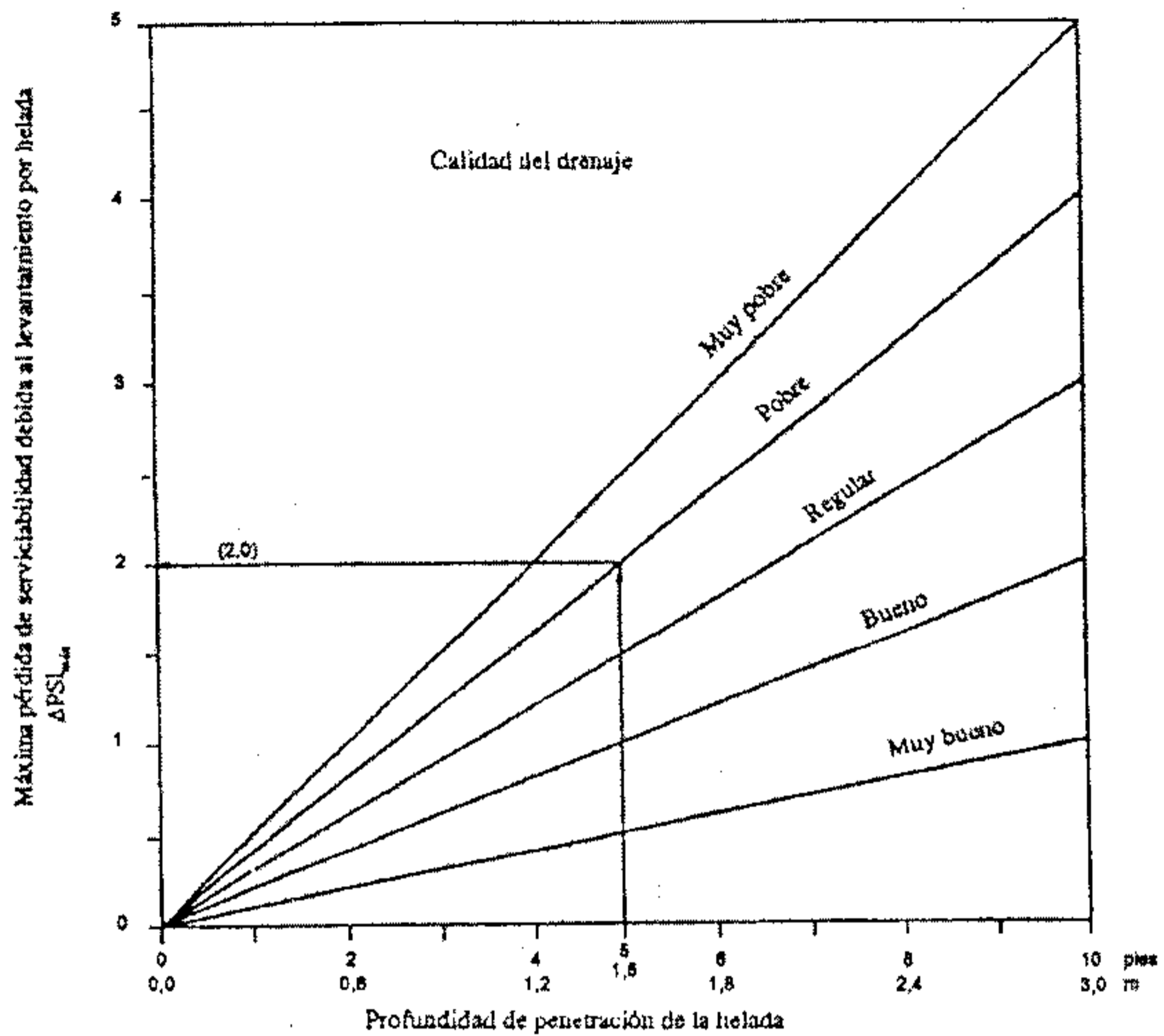


Figura 7.21. Gráfico para estimar la máxima pérdida de serviciabilidad por hinchamiento por congelamiento

La curva de pérdida de serviciabilidad por congelamiento en función del tiempo puede combinarse con la curva de pérdida de serviciabilidad por hinchamiento en el tiempo para tener la curva de pérdida total de serviciabilidad por condiciones ambientales en función del tiempo, que sirve para diseño.

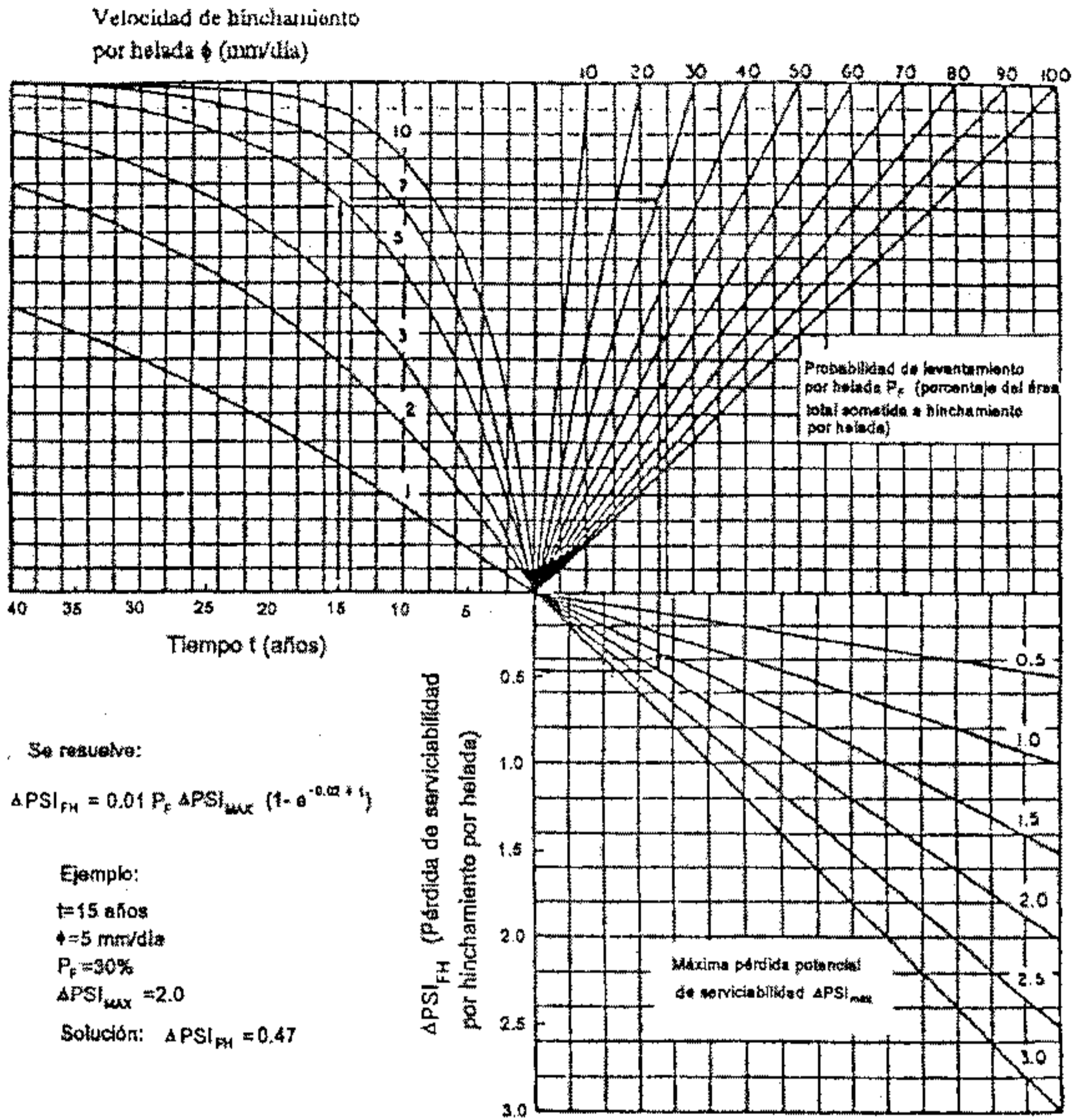


Figura 7.22. Ábaco para determinar la pérdida de serviciabilidad debida a hinchamiento por congelamiento

CAPITULO 8

DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

8.1. INTRODUCCIÓN

El primer antecedente en el diseño de pavimentos según el método AASHTO se tiene con el AASHTO Road Test que fue un ensayo realizado sobre pavimentos de determinadas características bajo diferentes cargas en Ottawa, Illinois entre 1958 y 1960. De estos ensayos se obtuvo información para ser aplicada en la metodología de diseño de pavimentos. Así aparece la "AASHTO Interim Guide for the Design of Rigid and Flexible Pavement" (1962) que contenía procedimientos de diseño basados en modelos empíricos deducidos de datos recolectados en el AASHTO Road Test.

Luego aparece la "AASHTO Interim Guide for the Design of Pavement Structures en 1972 y luego de hacer observaciones a partir de 1983, aparece en 1986 la "AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures" con muchas modificaciones con respecto a la de 1972 (se tiene en cuenta la confiabilidad, módulos resilientes de materiales, coeficientes de drenaje y efecto de subrasantes expansivas o sometidas a congelación y deshielo) y finalmente en 1993 fue hecha una versión revisada de esta guía, que no ofrece cambios en lo que a diseño de pavimentos flexibles se refiere.

La fórmula original deducida del AASHTO Road Test era:

$$\log W = \log p + G/\beta \quad (8.1)$$

siendo:

W = número de cargas de ejes tipo aplicadas hasta la serviciabilidad final

G = una función (el logaritmo) de la relación de pérdida de serviciabilidad en el tiempo t con respecto a la pérdida potencial para una serviciabilidad de 1.5

β = función del diseño y de las cargas que influyen en la forma de la curva p (serviciabilidad) vs. W .

$$\beta = 0.40 + \frac{0.081 (L_1 + L_2)^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} L_2^{3.23}} \quad (8.2)$$

donde:

SN = número estructural

L_1 = carga por eje simple o eje tándem

L_2 = código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

es una función del diseño y de las cargas que tiene en cuenta el número de aplicaciones de cargas para llevar la calzada a una serviciabilidad de 1.5.

$$\log \quad = 5.93 + 9.36 \log(SN + 1) - 4.79 \log(L_1 + L_2) + 4.33 \log L_2 \quad (8.3)$$

Para el método de diseño AASHTO 86 y 93 la fórmula de diseño es:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07 \quad (8.4)$$

donde:

SN = número estructural (pulg)

W_{18} = número de cargas de 18 kips (80 KN) previstas

Z_R = abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

S_0 = desvío estándar de todas las variables

ΔPSI = pérdida de serviciabilidad

M_R = módulo resiliente de la subrasante (en psi)

Se reitera lo dicho en el apartado 1.2.2.4.4. en cuanto a la modificación que aparece en el número estructural SN con motivo de la implementación del programa DARWin 3.0 que permite el diseño de un pavimento flexible en unidades inglesas o métricas. La modificación consiste en que el número estructural deja de ser un adimensional para convertirse en un parámetro con unidades de longitud, que representa un espesor ficticio de pavimento. En unidades inglesas viene expresado en pulgadas y conserva el valor numérico obtenido mediante la expresión 8.4. En el sistema métrico viene expresado en mm y su valor es igual a SN (en pulg) multiplicado por 25.4. Esta misma convención ha sido adaptada en el programa DIPAV del IBCH, cuyos resultados coinciden plenamente con los de DARWin. En DIPAV se manejan unidades métricas pero SN aparece también en pulgadas a manera de información para el usuario.

8.2. VARIABLES DE ENTRADA

Se describen a continuación las variables a considerar en el método AASHTO.

8.2.1. Variables de tiempo

Hay dos variables a tener en cuenta: período de análisis y vida útil del pavimento. La vida útil es el período que media entre la construcción o rehabilitación del pavimento y el momento en que éste alcanza un grado de serviciabilidad mínimo. El período de análisis es el tiempo total que cada estrategia de diseño debe cubrir. Puede ser igual que la vida útil, pero en casos en donde se prevén reconstrucciones a lo largo del tiempo, el período de análisis comprende varios períodos de vida útil, el del pavimento original y el de los distintos refuerzos. Los períodos de análisis recomendados son:

Tabla 8.1.

Tipo de camino	Período de análisis
Gran volumen de tránsito urbano	30-50 años
Gran volumen de tránsito rural	20-50 años
Bajo volumen pavimentado	15-25 años

8.2.2. Tránsito

Se usa el número de repeticiones de ejes equivalentes de 18 kips (80 KN) o ESALs. La conversión de una carga dada por eje a ESAL se hace a través de los LEF (factores equivalentes de carga).

8.2.3. Confiabilidad

Se refiere al grado de certidumbre de que un dado diseño puede llegar al fin de su período de análisis en buenas condiciones. Sobre este punto se ha discutido en el Capítulo 6.

Para una construcción por etapas (vida útil < período de análisis) se deben componer las confiabilidades de cada etapa para tener la confiabilidad en todo el período de diseño. Así se tiene:

$$R_{\text{etapa}} = (R_{\text{total}})^{1/n} \quad (8.5)$$

n es el número de etapas previstas; R_{etapa} es la confiabilidad de cada etapa y R_{total} es la confiabilidad para toda la vida útil de diseño, es decir que si se quiere diseñar un pavimento para una confiabilidad de 80%, para que dure 20 años en dos etapas, cada una de las etapas (en este caso un primer pavimento y luego una sobrecarpeta) deberá diseñarse con una confiabilidad de:

$$R_{\text{etapa}} = (0.80)^{1/2} = 0.89$$

El programa DIPAV, para facilitar el trabajo cuenta con una casilla en la que se puede introducir directamente la confiabilidad deseada para el período global y el número de etapas en las que se pretende diseñar el pavimento flexible y realiza internamente el cálculo arriba descrito.

Este aspecto es sumamente importante en el diseño, puesto que si se ignora esta recomendación y se diseña cada etapa con un factor de 0.80, la confiabilidad total sería:

$$R_{\text{total}} = 0.80 \times 0.80 = 0.64$$

Que expresado de otra manera significa que el 36% de las secciones tendrán deterioros antes de cumplir la vida útil de diseño, lo cual es una probabilidad de falla muy grande, y si las etapas fueran 3, por ejemplo un tratamiento superficial al inicio y luego dos sobrecarpetas, y se diseña ignorando esta recomendación, la confiabilidad real sería:

$$R_{\text{total}} = 0.80 \times 0.80 \times 0.80 = 0.51$$

En otras palabras la mitad del pavimento no alcanzaría la vida útil de diseño. Por este motivo es importante establecer claramente el número de etapas de construcción y la confiabilidad compuesta.

8.2.4. Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación

Si se tiene una subrasante expansiva, o bien sometida a expansión por congelamiento, habrá una pérdida adicional de serviciabilidad que debe ser tenida en cuenta. Esto se hace analizando la pérdida de serviciabilidad por esta causa en función del tiempo mediante estudios hechos sobre los materiales existentes en el proyecto. Alternativamente, se puede optar por procedimientos que eliminen esta pérdida

de serviciabilidad como el uso de capas estabilizadas de suelo – cemento o suelo – cal que sirvan como una barrera contra la expansión.

8.2.5. Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad

La serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. Así se tiene un índice de serviciabilidad presente PSI (present serviciability index) mediante el cual el pavimento es calificado entre 0 (pésimas condiciones) y 5 (perfecto). En el diseño del pavimento se deben elegir la serviciabilidad inicial y final. La inicial, p_o , es función del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción. La final o terminal, p_t , es función de la categoría del camino y es adoptada en base a ésta y al criterio del proyectista. Los valores recomendados son los que se obtuvieron en el AASHTO Road Test:

Serviciabilidad inicial:

$p_o = 4.5$ para pavimentos rígidos

$p_o = 4.2$ para pavimentos flexibles

Serviciabilidad final:

$p_t = 2.5$ o más para caminos muy importantes

$p_t = 2.0$ para caminos de menor tránsito

Es importante considerar además que estos valores significan un buen acabado de construcción, si el trabajo se va a realizar con herramientas manuales o equipos gastados es probable que el pavimento nuevo no alcance los niveles de serviciabilidad establecidos y por tanto dure menos.

8.2.6. Propiedades de los materiales

Como ya se había expresado en el capítulo correspondiente, la variable que se usa para el diseño de pavimentos flexibles es el módulo resiliente, tanto para la determinación del número estructural SN así como para, en función de los materiales que componen cada capa del paquete estructural, obtener los coeficientes estructurales o de capa.

8.2.7. Drenaje

En el método AASHTO los coeficientes de capa se ajustan con factores mayores o menores que la unidad para tener en cuenta el drenaje y el tiempo en que las capas granulares están sometidas a niveles de humedad próximos a la saturación. Sobre este tema se ha expuesto en el capítulo 7.

8.3. DETERMINACIÓN DE ESPESORES

Ya se ha presentado la ecuación de diseño para pavimentos flexibles y las variables de entrada. La ecuación puede ser resuelta en forma manual, lo cual es muy tedioso, o por medio de ábacos, como el de la Figura 8.1, que es mucho más rápido aunque menos preciso por los errores al trazar las líneas con lápiz. Es conveniente tener un programa de computación con el cual se logra exactitud y rapidez en la obtención de los resultados. En este sentido, es posible desarrollar una hoja Excel para determinar el

valor de SN o bien hacer uso del programa DIPAV, que permite con gran facilidad determinar espesores, diseños alternativos y sensibilidad.

Con la fórmula de diseño se obtiene un valor llamado número estructural SN (structural number) y en función del mismo, se determinan los distintos espesores de capas que forman el paquete estructural.

Las variables de entrada en este ábaco de diseño son:

- Tránsito estimado por carril, W_{18} , a lo largo de la vida útil del pavimento
- Confiabilidad R
- Desvío estándar de todas las variables S_o
- Módulo resiliente efectivo (considerando las variaciones a lo largo del año) de la subrasante M_R
- Pérdida de serviciabilidad ΔPSI

La expresión que liga el número estructural con los espesores de capa es:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 \dots \quad (8.6)$$

donde:

a_1, a_2, a_3 son los coeficientes estructurales o de capa, adimensionales.

m_1, m_2, m_3 son los coeficientes de drenaje.

D_1, D_2, D_3 son los espesores de capas, en pulg o mm, en este sentido, el número estructural llevará las unidades de los espesores de las diferentes capas del pavimento.

Esta ecuación no tiene una única solución, hay prácticamente un infinito número de combinaciones de espesores que la pueden satisfacer, no obstante esto, se dan normativas tendientes a dar espesores de capas que puedan ser construidas y protegidas de deformaciones permanentes por las capas superiores más resistentes. A este método se denomina "Diseño con Verificación por Capas", a continuación se hablará sobre estas normativas.

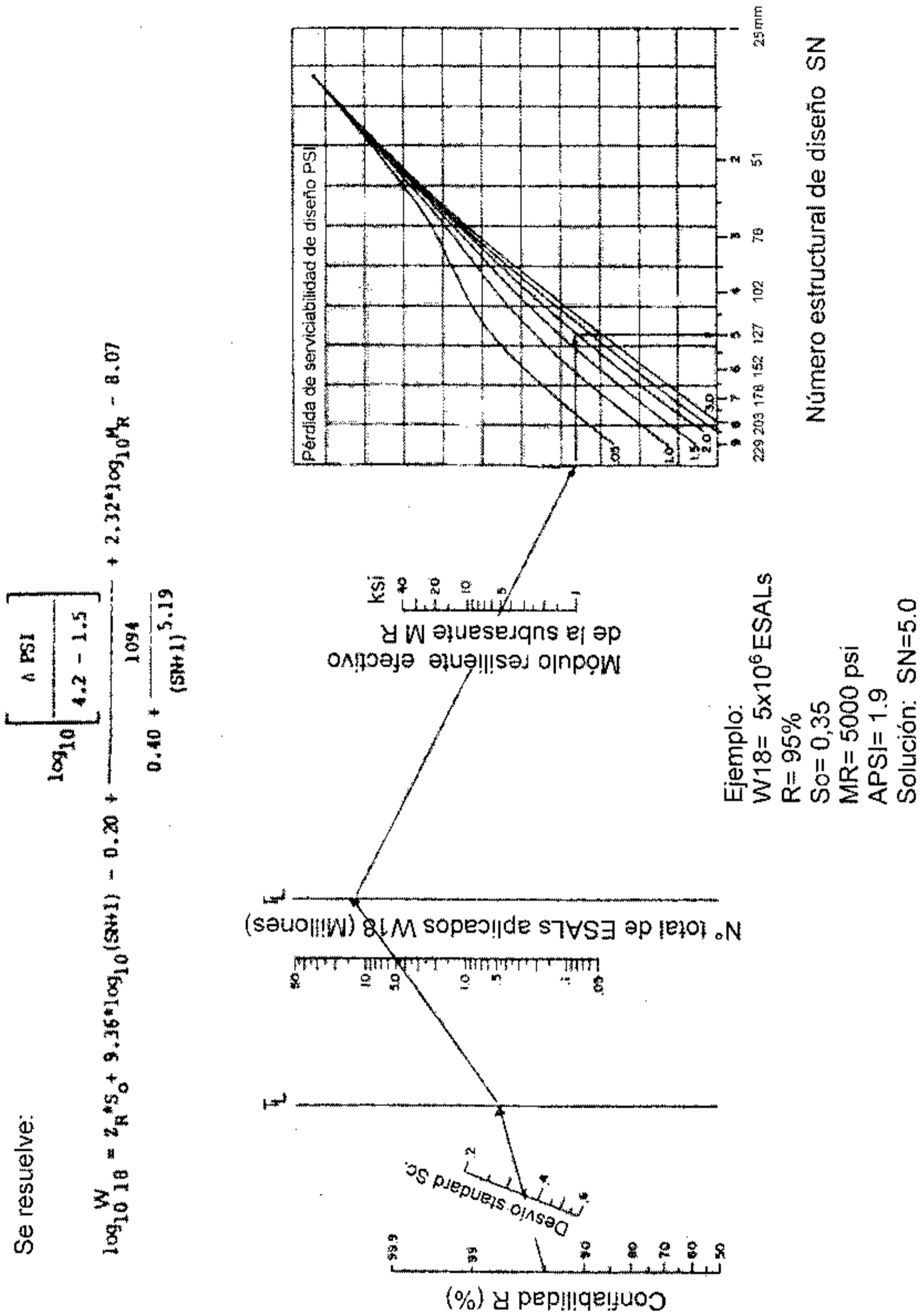


Figura 8.1. Ábaco de diseño AASHTO para pavimentos flexibles

8.3.1. Estabilidad y factibilidad de construcción

No es práctico ni económico colocar capas de un espesor menor que el mínimo requerido. Además las capas de un cierto espesor por encima de un mínimo son más estables. Muchas veces se especifica un número de espesor de capas para mantener la estructura del pavimento por encima del nivel de congelamiento o para mitigar los efectos de los suelos expansivos.

Muchas reparticiones establecen los espesores mínimos para tratamientos superficiales. El espesor de una capa de tratamiento superficial es despreciable en lo que se refiere al porcentaje de SN absorbido, pero tiene gran efecto en la base y subbase ya que reduce la entrada de agua en la estructura del pavimento.

En la tabla 8.2 se dan valores de espesores mínimos sugeridos para capas de concreto asfáltico y base granular en función del tránsito.

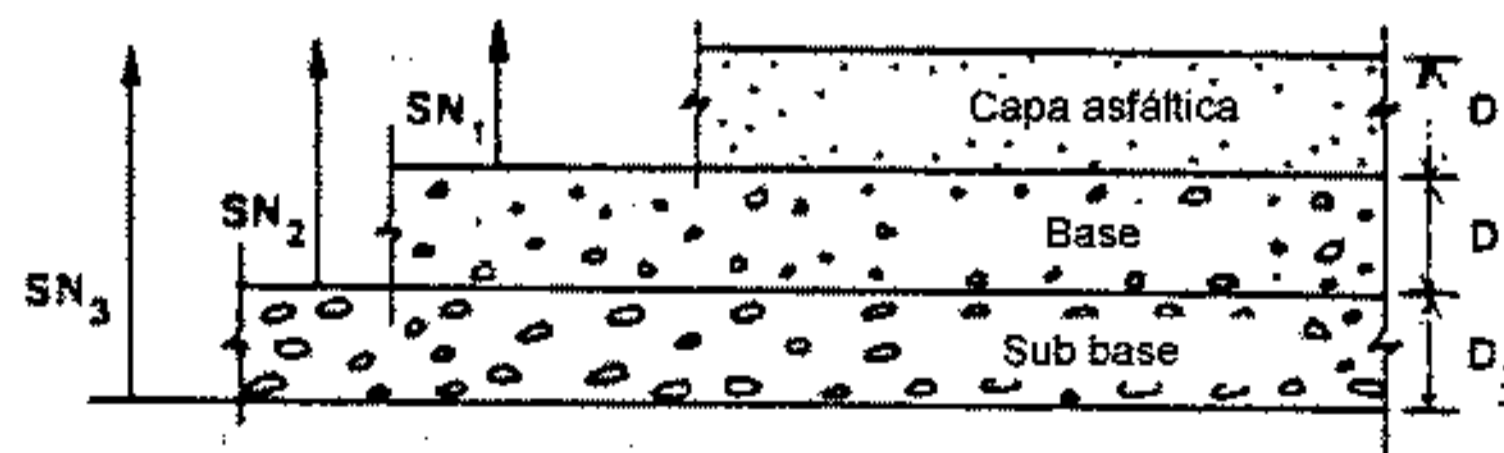
Tabla 8.2. Espesores mínimos de concreto asfáltico y base granular

Número de ESALs	Concreto asfáltico	Base granular
Menos de 50,000	2.5 cm	10 cm
50,000 - 150,000	5.0 cm	10 cm
150,000 - 500,000	6.5 cm	10 cm
500,000 - 2,000,000	7.5 cm	15 cm
2,000,000 - 7,000,000	9.0 cm	15 cm
Más de 7,000,000	10.0 cm	15 cm

El caso particular de los tratamientos superficiales únicamente es factible para tráfico reducido menor a los 50,000 ejes equivalentes, por tanto no es conveniente diseñar esta alternativa para tráficos elevados o períodos de vida superiores a los 4 a 5 años, puesto que por sus propias características es muy difícil que supere este período de vida útil.

8.3.2. Espesores mínimos en función del SN

Esta metodología se basa en el concepto de que las capas granulares no tratadas deben estar protegidas de tensiones verticales excesivas que les producirían deformaciones permanentes. El proceso está indicado en la Figura 8.2 y se explica a continuación:



$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN_1^* = a_1 D_1^* > SN_1$$

$$D_2^* = \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2}$$

$$SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2$$

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3}$$

Figura 8.2. Procedimiento para determinar espesores mínimos de capas

En primer lugar, los materiales son seleccionados para cada capa, por ejemplo una capa de concreto asfáltico en caliente, una base tratada con asfalto y una subbase granular. Se conocen los módulos resilientes de cada capa. Usando el ábaco de la Figura 8.1 se pueden determinar los números estructurales requeridos para proteger cada capa no tratada reemplazando el módulo resiliente de la subrasante por el módulo resiliente de la capa que está inmediatamente abajo. Así para determinar el espesor D_1 de la capa de concreto asfáltico se supone un M_R igual al de la base y así se obtiene el SN_1 que debe ser absorbido por el concreto asfáltico. El espesor D_1 debe ser:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} \quad (8.7)$$

Se adopta un espesor, D_1^* , ligeramente mayor y el número estructural absorbido por esta capa es:

$$SN_1^* = a_1 D_1^* \quad (8.8)$$

Para determinar el espesor mínimo de la base, se entra al ábaco con el M_R de subbase y entonces se obtiene el SN_2 a ser absorbido por concreto asfáltico y base. Así:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} \quad (8.9)$$

Se adopta un espesor ligeramente mayor, D_2^* , y el número estructural absorbido será:

$$SN_2^* = a_2 m_2 D_2^* \quad (8.10)$$

Por último, para la subbase se entra con el M_R correspondiente a subrasante y se obtiene $SN_3 = SN$ para todo el paquete estructural ya calculado. En este caso el espesor es:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} \quad (8.11)$$

Se adopta un espesor ligeramente mayor D_3^* y se obtiene el número estructural absorbido por la subbase:

$$SN_3^* = a_3 m_3 D_3^* \quad (8.12)$$

Como verificación:

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* \geq SN \quad (8.13)$$

Con este criterio cada capa del paquete estructural resulta protegida. Este procedimiento no es aplicable para determinar espesores de capas sobre otras que tengan un módulo resiliente mayor de 280 MPa (40000 psi). En este caso el espesor de la capa situada encima será establecido en base a la relación costo - eficiencia y espesores mínimos desde el punto de vista constructivo.

Ejemplo

Calcular este paquete estructural en base al criterio de espesores mínimos siendo:

$$R = 90\%$$

$$S_0 = 0.35$$

$$W_{18} = 10 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

$$\Delta PSI = 2.0$$

Tabla 8.3. Propiedades de materiales

Material	M_R MPa (psi)	a_i	m_i
Concreto asfáltico	2760 (400000)	0.42	1.0
Base piedra partida	207 (30000)	0.14	0.80
Subbase granular	97 (14000)	0.10	0.70
Subrasante	34 (5000)	----	----

De acuerdo a los módulos resilientes se obtiene:

$$SN = 5.2 \text{ pulg}$$

$$SN_1 = 2.8 \text{ pulg para proteger la base}$$

$$SN_2 = 3.8 \text{ pulg para proteger la subbase}$$

$$D_1 \frac{2.8}{0.42} = 6.7'' \text{ adoptado } 7.0'' \quad SN_1^* = a_1 D_1^* = 0.42 \times 7.0 = 2.94$$

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{3.8 - 2.94}{0.14 \times 0.80} = 7.7'' \text{ adoptado } 8.0'' \quad SN_2^* = a_2 m_2 D_2^* = 0.14 \times 0.80 \times 8.0 = 0.90$$

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} = \frac{5.2 - (2.94 + 0.90)}{0.10 \times 0.90} = 19.4'' \text{ adoptado: } 20.0''$$

$$SN_3^* = a_3 m_3 D_3^* = 0.10 \times 0.70 \times 20.0 = 1.40$$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = 2.94 + 0.90 + 1.40 = 5.24 \geq 5.2$$

El Método arriba descrito se conoce también como "Diseño con Verificación por Capas", puesto que para cada una de las capas se verifica que existe el suficiente espesor por encima de la misma para prevenir ahuellamientos y daños estructurales. Es importante remarcar que el procedimiento arriba descrito no es aplicable para capas ligadas, es decir capas estabilizadas con cemento, cal o asfalto cuyo módulo elástico sea superior a 280,000 KPa puesto que estas capas no sufren ahuellamiento y por tanto sus espesores deben ser definidos en base a criterios de costo y aporte estructural.

El Software DIPAV realiza directamente el cálculo con verificación por capas, permitiendo al usuario la definición de espesores de capas estabilizadas, sin embargo, como se requiere definir los espesores finales de cada capa analizando diversos factores como costos, disponibilidad de materiales, etc., cuenta también con la posibilidad de que el usuario realice ajustes en los distintos espesores verificando que la ecuación final de la sumatoria de aportes estructurales de cada una de las capas sea mayor o igual al Número Estructural requerido.

Puesto que existen infinitas soluciones a la ecuación, es posible plantear cualquier combinación de espesores que cumpla con el SN requerido, sin embargo, es importante considerar la lógica de la verificación por capas que implica una protección para cada una de las capas considerando un espesor suficiente en la capa superior. Si esta condición no se cumple, las capas no protegidas serán más susceptibles a la erosión, ahuellamiento y deterioro prematuro. Su efecto se reflejará en la capa superior.

Parámetro	Valor	Unidad
Serviciabilidad Inicial (Po)	4.2	
Serviciabilidad Final (Pt)	2.5	
Módulo Resiliente de la Subrasante (Mr) (KPa) - (psi)	20,087.53	KPa
Confianza (F) (%)	85	
Desviación Estándar (So)	0.49	
Número de Ejes Equivalentes ESALs	1,913,995	
Número de Etapas de Construcción	2	
Número Estructural (mm) - (pulg)	129	9.39

Figura 8.3. Pantalla inicial de DIPAV donde se calcula el número estructural con los valores del ejemplo

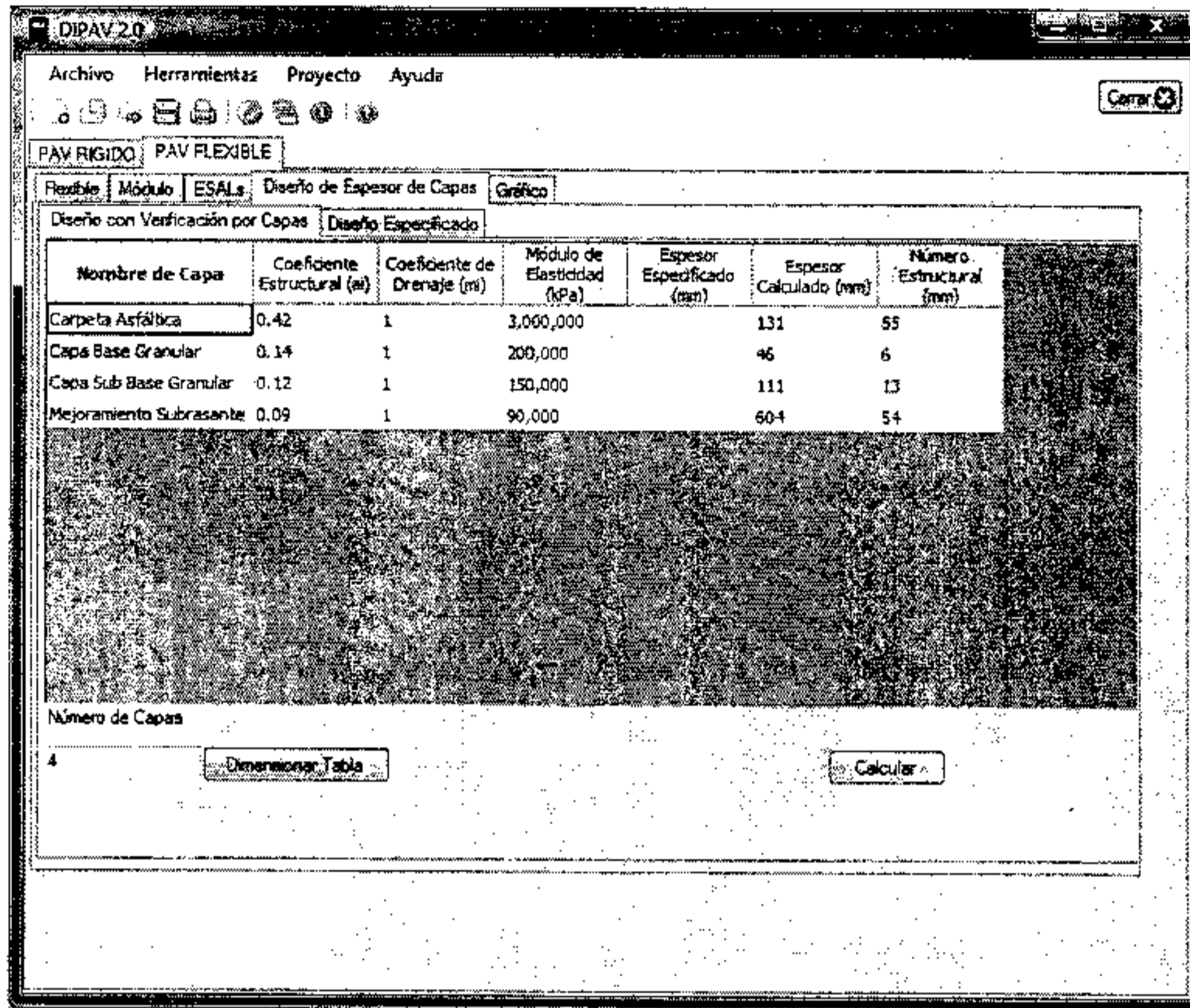


Figura 8.4. Diseño con verificación por capas, debido a que el programa realiza los cálculos de forma exacta y sin redondeos, los resultados varían ligeramente con los obtenidos de forma manual

8.3.3. Consideraciones de costo en la selección de espesores de capas

Una vez establecidos los espesores mínimos en base al criterio de protección de capas, el costo inicial del pavimento debe ser minimizado para prever un diseño alternativo al ya obtenido.

Una aproximación tendiente a reducir el costo de la estructura del pavimento es calcular el costo por unidad de SN para cada capa, en \$/SN o sea costo unitario/a_i m_i.

Por ejemplo, los costos de estos materiales son, según la tabla 8.4:

Tabla 8.4

Material	Costo unitario	a _i	m _i	\$/SN	SN/\$
Piedra partida	0.40	0.16	0.80	3.13	0.32
Grava	0.32	0.95	0.95	3.37	0.30
Concreto asfáltico	1.50	0.37	1.00	4.05	0.25

Usando este criterio se maximizará el espesor del material que provea la mayor contribución estructural por dólar o peso gastado y se minimizará el espesor de menor contribución por dólar o peso gastado. En este caso, la piedra partida provee el mayor número estructural por cada dólar gastado y el concreto asfáltico el menor.

8.4. CONSIDERACIONES DE PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD POR CONDICIONES AMBIENTALES

Es para el caso de paquetes estructurales sobre suelos expansivos o sometidos a hinchamiento por helada. El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Se selecciona un número estructural apropiado para la estructura inicial del pavimento usando los procedimientos ya descritos. Como el número estructural tiene muy pequeño efecto en la pérdida de serviciabilidad debido a las causas ambientales, este número estructural no debe ser mayor que el requerido para condiciones de subrasantes normales. En este caso es $SN = 4.4$ pulg.
2. Se selecciona un período de vida útil que se espera bajo condiciones de expansión o hinchamiento por helada y se lo coloca en la columna 2. Este período debe ser menor que el previsto para condiciones normales.
3. Usando el gráfico de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales (Figura 8.5) se puede conocer la pérdida de serviciabilidad para los períodos de la columna 2 y se los coloca en la columna 3.

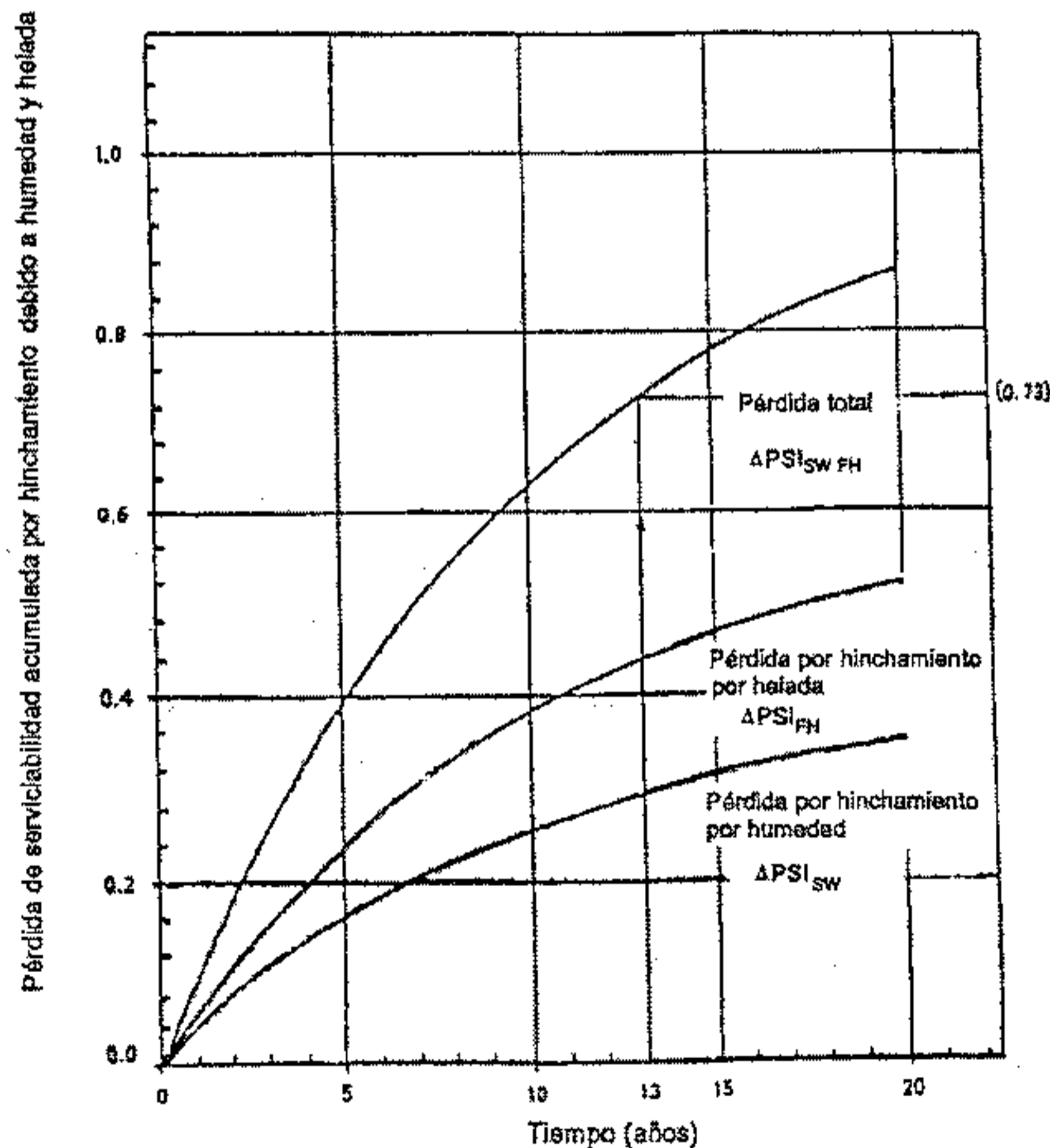


Figura 8.5. Pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales

4. Se resta la pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales de la pérdida total de serviciabilidad ($p = 4.4 - 2.5 = 1.9$ en el ejemplo) para establecer la pérdida de serviciabilidad por efecto exclusivamente del tránsito y se la pone en columna 4.
5. Mediante el ábaco de la Figura 8.1 se puede estimar el número de ESALs que corresponde a la pérdida de serviciabilidad de columna 4. Estos valores se colocan en columna 5.
6. Se estima el número de años que corresponde a cada uno de los valores de ESALs de la columna 5 y estos valores van a la columna 6.
7. Se compara el período de vida útil de la columna 2 con el de la columna 6. Si la diferencia es mayor que un año, se promedian ambos y se usa este promedio para la próxima iteración. Si la diferencia es menor que un año se puede afirmar que se ha alcanzado la convergencia y el promedio entre valores correspondientes de la columna 2 y 6 es el período de vida útil previsto para ese camino con el número estructural adoptado.

$$p_o = 4.4$$

Máximo período de vida útil = 15 años

$$\Delta PSI = 4.4 - 2.5 = 1.9$$

Tabla 8.5

Iteración N°	Período de vida útil estimado (años)	Δp por hinchamiento	Δp por tránsito 1.9-(3)	N° ESALs	Período de vida útil correspondiente (años)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1	13.0	0.73	1.17	2.0×10^6	6.3
2	9.7	0.63	1.27	2.3×10^6	7.2
3	8.5	0.56	1.34	2.6×10^6	8.2

$$\text{Período de vida útil} = \frac{8.5 + 8.2}{2} = 8.3 \text{ años} = 8 \text{ años}$$

8.5. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

La influencia que tienen las variables de entrada sobre el SN es muy dispar, unas pesan más que otras e incluso para valores altos o bajos, una variable puede tener distintas influencias en el SN. A continuación se presentan varios ejemplos haciendo uso del programa DIPAV. El programa permite elaborar gráficos de sensibilidad, que sirven tanto para analizar las repercusiones de la variabilidad de los distintos factores en el diseño así como para verificaciones y rápida toma de decisiones en obras. Los datos del ejemplo son:

$$W_{18} \text{ (No. de ESALs)} = 10 \times 10^6$$

Serviciabilidad inicial $p_o = 4.2$

Serviciabilidad final $p_t = 2.5$

Confiabilidad $R = 90\%$

Desvío estándar de las variables $S_o = 0.45$

Módulo resiliente de la subrasante $M_R = 5000 \text{ psi} = 35 \text{ MPa}$

De este análisis resulta un número estructural $SN = 143 \text{ mm (5.6 pulg.)}$.

Figura 8.6. Entrada de datos para estudio de sensibilidad

En la Figura 8.7 se muestra el efecto del tránsito sobre el SN. Un incremento de ESALs de 5 a 25 millones produce un incremento de SN de 31 mm (1.24 pulg). Este incremento es mayor a bajos niveles de tránsito. Por ejemplo: un incremento de 1 a 10 millones produce un aumento de 41 mm en el SN, mientras que entre 20 a 25 millones el incremento es sólo de 4 mm (0.17 pulg).

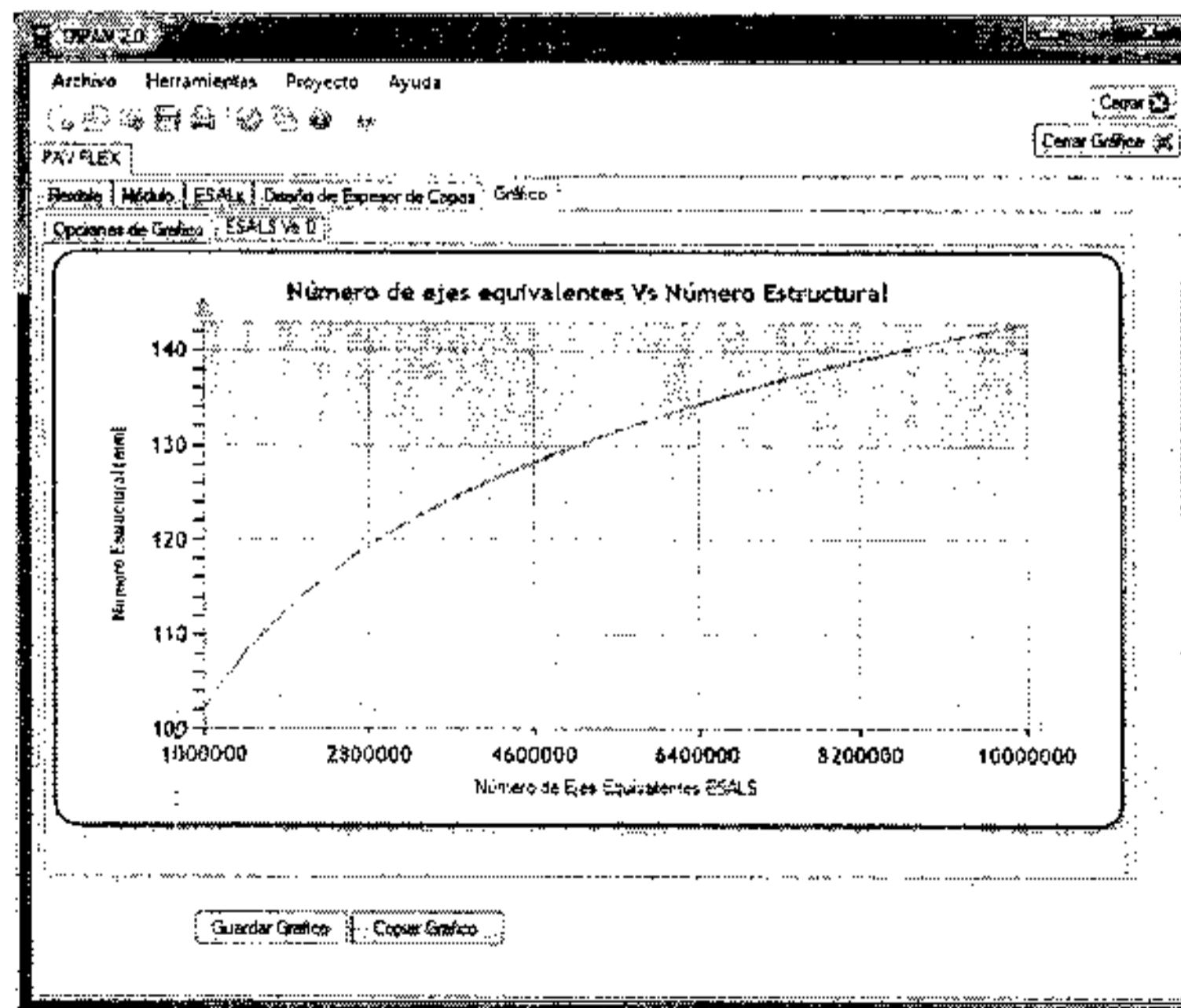


Figura 8.7. Sensibilidad con respecto al tránsito

En la Figura 8.8 se muestra el efecto del cambio de serviciabilidad en el diseño de SN. Un incremento en la serviciabilidad final de 1.5 a 3.0 produce un incremento de SN de 33 mm (1.30 pulg).

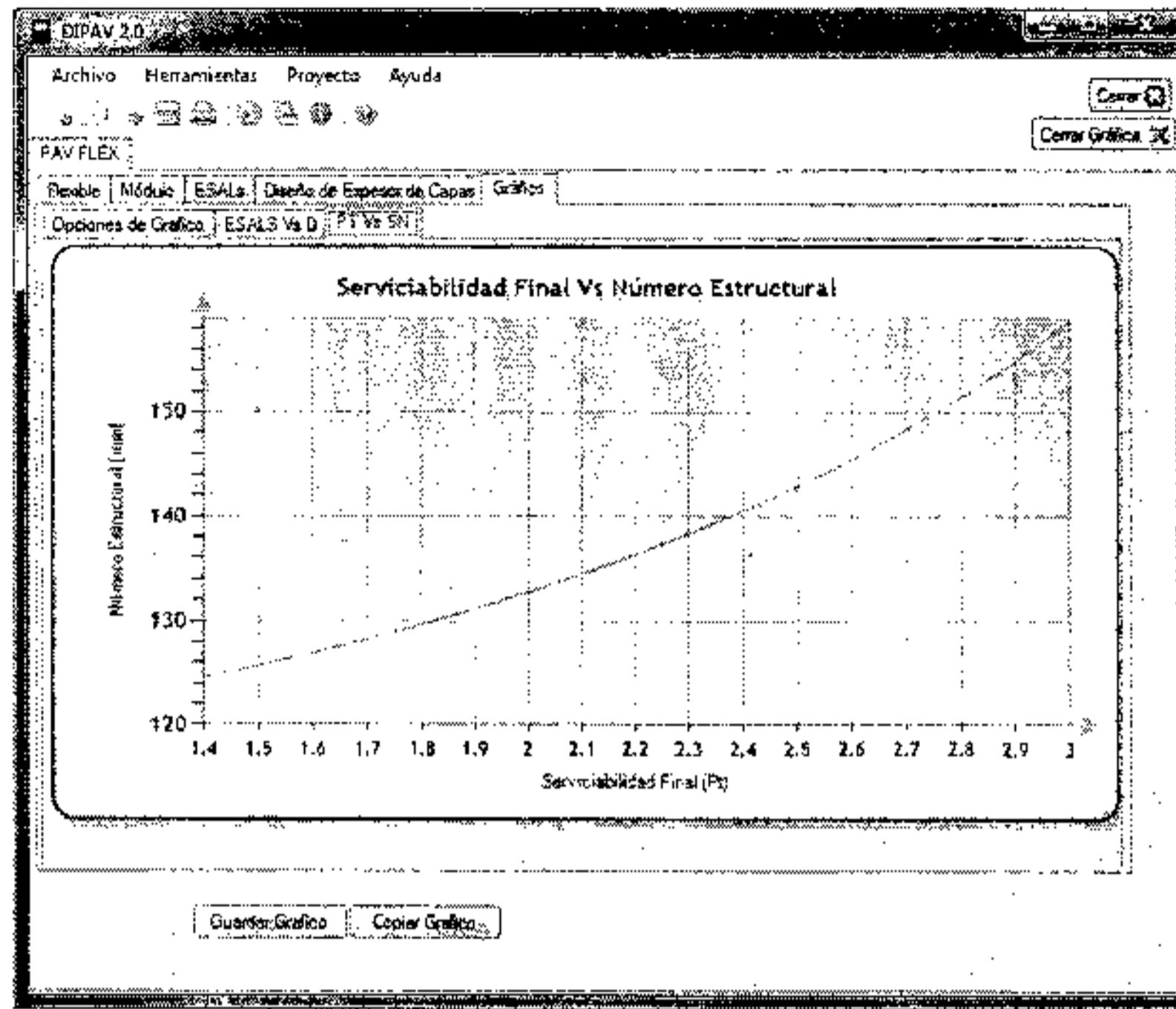


Figura 8.8. Sensibilidad con respecto a la serviciabilidad final

En la Figura 8.9 se muestra el efecto del nivel de confiabilidad en el valor de SN. Si R es menor del 90%, los cambios en la confiabilidad tienen un efecto muy pequeño en SN, pero por encima del 90% el SN se incrementa notablemente. En este ejemplo se ve que cambiando la confiabilidad de 50 a 90%, el SN se incrementa en la misma cantidad que se incrementaría si R pasara del 90 al 99%.

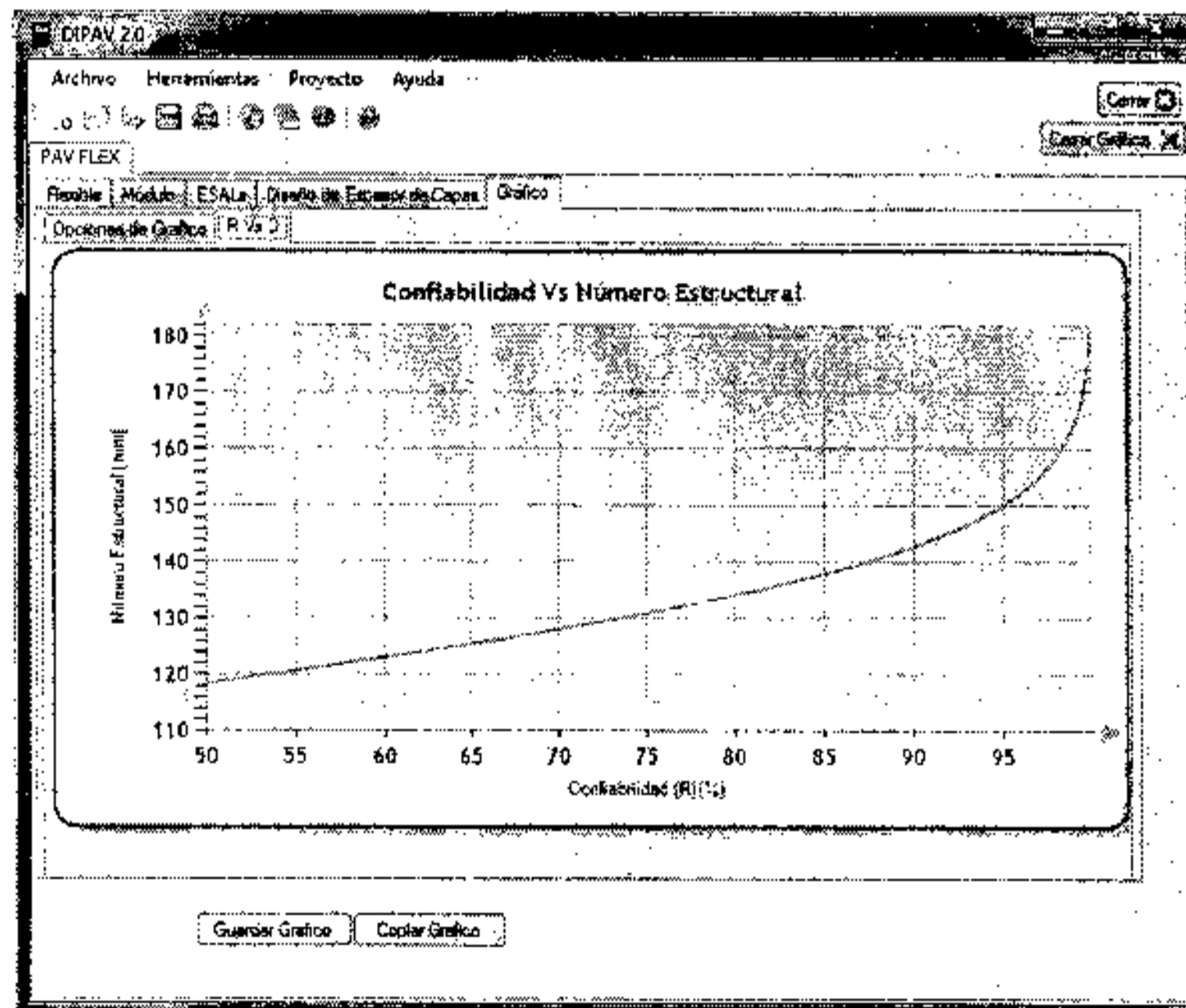


Figura 8.9. Sensibilidad con respecto a la confiabilidad

En la Figura 8.10 se muestra la relación lineal poco significativa del desvío estándar de las variables sobre el SN, porque ésta se traduce en el factor Z_R que multiplica a S_o en la fórmula de diseño. Un aumento de S_o de 0.40 a 0.50 produce un incremento de 6 mm (0.23 pulg) en SN.

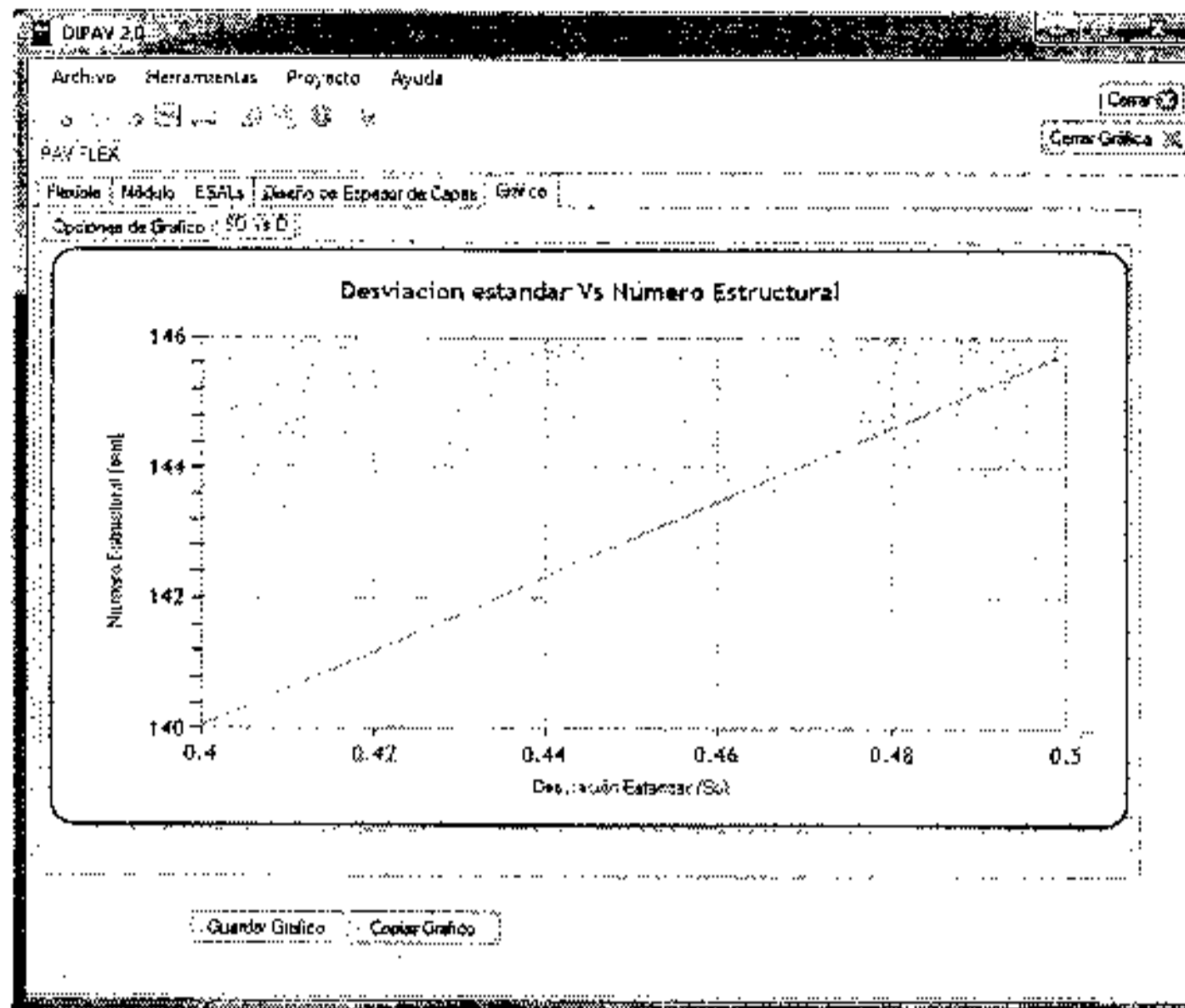


Figura 8.10. Sensibilidad con respecto al desvío estándar

En la Figura 8.11 se ve el efecto del módulo resiliente de la subrasante en SN. Las subrasantes más débiles requieren un mayor SN para reducir las tensiones verticales y prevenir así, la deformación permanente. Este incremento se puede lograr en forma eficiente incrementando los espesores de base y subbase. En este ejemplo, un incremento en M_R de 10.0 a 35.0 MPa (1450 a 5000 psi) provoca una reducción de 64 mm (2.5 pulg) en SN.

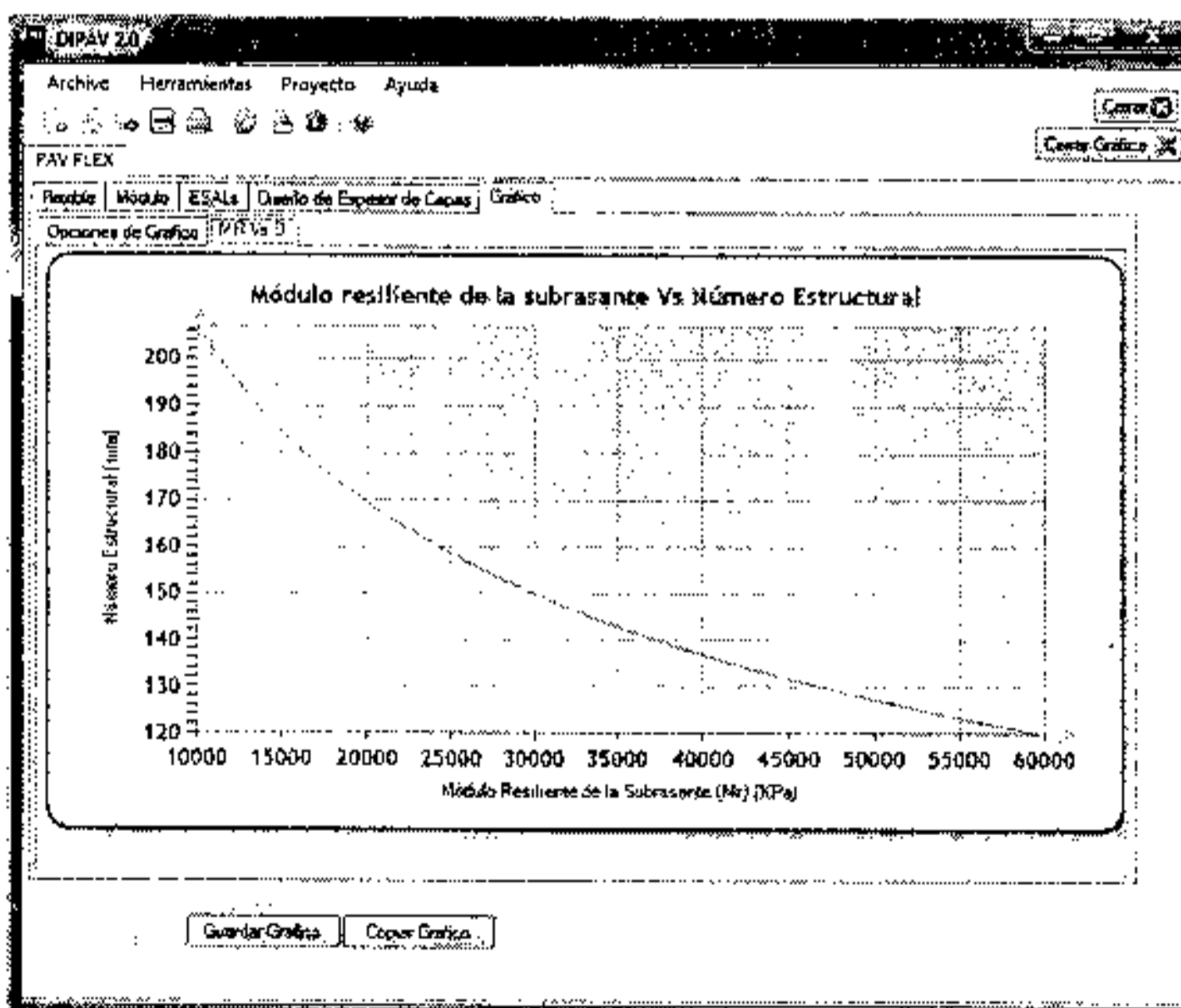


Figura 8.11. Sensibilidad con respecto al módulo resiliente de la subrasante

8.6. LIMITACIONES EN EL MÉTODO DE DISEÑO AASHTO

Las limitaciones del método AASHTO son las siguientes:

1. Materiales y subrasantes limitados. El AASHO Road Test fue realizado con una clase típica de materiales y un único tipo de subrasante. La extrapolación de los resultados obtenidos a aplicaciones generales conlleva el hecho de que los materiales y suelos de un determinado lugar pueden ser muy diferentes a los usados en el AASHO Road Test. Este problema se salva con el uso de factores de ajuste, M_R , a_i , m_i , etc., pero pese a todo, muchos de estos factores están basados en relaciones empíricas y deben usarse con precaución.
2. Tránsito no mezclado. El AASHO Road Test consideraba el tránsito acumulado de vehículos con cargas y configuraciones por eje idénticos. En la realidad los pavimentos están expuestos a un gran número de configuraciones y cargas por eje. El proceso para convertir un tránsito mixto en un número equivalente de pasadas de ESALs se basa en una relación empírica.
3. Períodos de vida útil muy cortos en el Road Test. El número de años y las cargas aplicadas en el AASHO Road Test representan sólo una fracción de la vida de diseño y de las aplicaciones de cargas vistas en la realidad. Con períodos muy largos en servicio, el deterioro del pavimento por condiciones ambientales empieza a ser importante.
4. Factores equivalentes de carga. Los factores equivalentes de carga usados para pasar del tránsito mixto al número de ESALs son válidos para los materiales, composición del pavimento, clima y subrasante del AASHO Road Test. La extrapolación de estos factores a otras condiciones es desconocida. Estos factores, a su vez están dados para niveles finales de serviciabilidad variables entre 2.0 y 2.5. Para caminos muy importantes de alto volumen de tránsito pueden adoptarse serviciabilidades finales mayores y estos LEFs no se adecuan correctamente.
5. Variabilidad. Una de las principales limitaciones del método AASHTO es que está basado en tramos muy cortos de pavimentos con un gran control de calidad en lo que respecta a materiales y construcción. La variabilidad en construcción y materiales en casos reales es mucho mayor. Los proyectos diseñados con valores medios tendrán fallas localizadas antes de que su serviciabilidad descienda a su nivel final, a menos que se use un alto nivel de confiabilidad en el diseño.
6. Falta de guía en el diseño. Los coeficientes estructurales o de capa y los factores de drenaje m_i tienen una gran importancia en la determinación de los espesores de pavimentos, pero se han dado muy pocas guías en este rubro. Lo mismo ocurre con la confiabilidad. La selección de estos valores debe estar basada en el buen juicio y experiencia del proyectista.

8.7. TENDENCIAS FUTURAS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

El pavimento flexible es en realidad un sistema elástico multicapa. Hay dos maneras básicas de encarar el diseño de un pavimento. Uno de ellos considera un procedimiento general de diseño aplicable a diferentes condiciones de tránsito y clima. Este es un método empírico y simplista. Se basa en la correlación entre el comportamiento observado in situ y mediciones de propiedades de materiales y espesores. El AASHTO es un método de este tipo. El otro tipo de método de diseño está basado en métodos mecanico-empíricos y

se fundamentan en la correlación entre la respuesta predicha de un pavimento a través de modelos elásticos o mediante análisis por elementos finitos y las mediciones observadas in situ. Como ejemplo se tiene el Método Shell.

La AASHTO consideró la posibilidad de implementar un método mecánico-empírico en la guía de Diseño AASHTO de 1986, pero finalmente se adoptó un método empírico como los anteriores por la gran aceptación que hablan tenido éstos entre los usuarios y por el hecho de que un método mecánico-empírico necesita muchas verificaciones. No obstante, la tendencia es a ir hacia soluciones mecánicas y hacia allí apuntan las investigaciones, como ejemplo citamos el método AASHTO – 2002.

8.8. EJEMPLOS

8.8.1. Diseñar un pavimento teniendo en cuenta estas características:

Ubicación: rural

Clasificación: primaria

Datos de tránsito:

- Tránsito anual inicial esperado (ambas direcciones) = 2.67×10^6 ESALs
- Distribución direccional DD = 0.50
- Distribución de camiones TD = 0.70
- Crecimiento de camiones (por año) = 4%

Propiedades de materiales:

- Módulo del concreto asfáltico $M_{AC} = 2070 \text{ MPa} = 300000 \text{ psi}$
- Módulo resiliente de base granular $M_{BS} = 172 \text{ MPa} = 25000 \text{ psi}$
- Módulo resiliente de subbase granular $M_{SB} = 82.7 \text{ MPa} = 12000 \text{ psi}$
- Módulo resiliente subrasante:
 - Invierno (mediados de Diciembre - fines Febrero) $M_R = 207 \text{ MPa} = 30000 \text{ psi}$
 - Primavera (mediados de Marzo - fines Abril) $M_R = 6.89 \text{ MPa} = 1000 \text{ psi}$
 - Verano y otoño (principios de Mayo – mediados de Diciembre) $M_R = 34.5 \text{ MPa} = 5000 \text{ psi}$

Solución:

Algunas variables de entrada deben seleccionarse en base a la importancia funcional del pavimento, consideraciones de construcción por etapas, conocimiento de la calidad de la construcción y experiencia. Así se adoptan este tipo de variables:

- Período de vida útil = 10 años
- Período de análisis (incluye una rehabilitación) = 20 años
- Confiabilidad en el período de análisis: $R = 90\%$
- Desvío estándar de todas las variables: $S_0 = 0.45$
- Serviciabilidad inicial: $p_0 = 4.5$
- Serviciabilidad final: $p_t = 2.5$

En cada etapa la confiabilidad será $R = (0.90)^{1/2} = 0.95 = 95\%$

El tránsito esperado para el final de la vida útil será:

$W_{18} = \text{Factor de crecimiento tránsito} \times \text{tránsito inicial} \times DD \times TD$

$$= 12.01 \times 2.67 \times 10^6 \text{ ESALs} \times 0.50 \times 0.70 = 11.2 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

El módulo efectivo de la subrasante es: $M_R = 14.15 \text{ MPa} = 2100 \text{ psi}$

Variación de serviciabilidad $\Delta \text{PSI} = p_o - p_t = 4.5 - 2.5 = 2.0$ por tránsito

Se supone que por condiciones ambientales hay una pérdida adicional de 0.64 en 10 años, con lo que la pérdida de serviciabilidad es:

$$\Delta \text{PSI} = 2.0 - 0.64 = 1.36$$

Para $R = 95\%$, $S_o = 0.45$, $W_{18} = 11.2 \times 10^6 \text{ ESALs}$, $M_R = 2100 \text{ psi}$ y $\Delta \text{PSI} = 1.36$ corresponde $\text{SN} = 213 \text{ mm}$ (8.4 pulg), con:

$\text{SN}_1 = 92 \text{ mm}$ (3.6 pulg) para protección de base

$\text{SN}_2 = 123 \text{ mm}$ (4.8 pulg) para protección de subbase

Los coeficientes estructurales o de capa, en función de la calidad de los materiales que forman cada capa, son:

Concreto asfáltico: $a_1 = 0.36$

Base: $a_2 = 0.12$

Subbase: $a_3 = 0.12$

La base tiene buen drenaje y estará saturada menos del 5% del tiempo, por lo que $m_2 = 1.12$. La subbase tiene características de drenaje pobre y estará saturada el 25% del tiempo, correspondiéndole un coeficiente de drenaje $m_3 = 0.85$.

Se hizo un análisis de costos y se determinó que la base granular daba la mayor contribución estructural por dólar y que la capa de concreto asfáltico daba la menor contribución. Esta información se combina con la de los espesores mínimos para proteger capas y espesores mínimos constructivos.

- Espesor mínimo para capa asfáltica:

$$D_1 \geq \frac{\text{SN}_1}{a_1} = \frac{92 \text{ mm}}{0.36} = 256 \text{ mm} \text{ (10.1 pulg)}$$

Se adopta $D_1^* = 260 \text{ mm}$ (10.2 pulg)

$$\text{SN}_1^* = a_1 D_1^* = 0.36 \times 260 = 93.6 \text{ mm}$$

- Base granular

Como la capa más efectiva desde el punto de vista económico es la base granular, se elimina la subbase, resultando el espesor de base:

$$D_2 \geq \frac{\text{SN} - \text{SN}_1^*}{a_2 m_2} = \frac{213 - 93.6}{0.12 \times 1.12} = 888 \text{ mm}$$

Se adopta $D_2^* = 900$ mm

$$SN_2^* = 900 \times 0.12 \times 1.12 = 121 \text{ mm}$$

$$SN_1^* + SN_2^* = 93.6 + 121 = 214.6 \text{ mm} > 213 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{verifica}$$

El espesor de esta estructura es: $26 + 90 = 116$ cm, que resulta muy caro desde el punto de vista de la excavación para construirla. Si se piensa en una solución full depth se tiene:

$$D_1 \geq \frac{SN}{a_1} = \frac{213 \text{ mm}}{0.36} = 592 \text{ mm}$$

Se adopta en este caso $D_1 = 600$ mm = 60 cm

Es decir que se cuenta con dos diseños: asfalto 26 cm y base 90 cm o alternativamente asfalto en espesor completo de 60 cm. (full depth).

¿Qué sucede si el tránsito de camiones se incrementa a razón de una tasa anual del 8%?

En este caso:

$$W_{18} = 14.49 \times 2.67 \times 10^6 \text{ ESALs} \times 0.50 \times 0.70 = 13.5 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

y de esta manera se obtienen:

$$SN = 218 \text{ mm (8.6 pulg)}$$

$$SN_1 = 95 \text{ mm (3.7 pulg)}$$

$$SN_2 = 126 \text{ mm (5.0 pulg)}$$

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{95}{0.36} = 263 \text{ mm, se adopta } D_1^* = 270 \text{ mm} \quad SN_1^* = 270 \times 0.36 = 97.2 \text{ mm}$$

$$D_2 \geq \frac{SN - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{218 - 97.2}{0.12 \times 1.12} = 899 \text{ mm, se adopta } D_2 = 900 \text{ mm}$$

$$SN_2^* = 900 \times 0.12 \times 1.12 = 121 \text{ mm}$$

$$SN_1^* + SN_2^* = 97.2 + 121 = 218.2 \text{ mm} > 218 \text{ mm}$$

El espesor total resulta: $270 + 900 = 1170$ mm = 117 cm, es decir 1 cm más que en el caso anterior.

¿Qué pasa si se considera el módulo resiliente de la subrasante correspondiente a Junio, o sea $M_R = 34.5$ MPa = 5000 psi?

Se obtiene:

$$SN = 164 \text{ mm (6.4 pulg)}$$

$$SN_1 = 92 \text{ mm (3.6 pulg)}$$

$$SN_2 = 123 \text{ mm (4.8 pulg)}$$

SN_1 y SN_2 no cambian porque son función del módulo resiliente de base y subbase respectivamente. Esto implica que sólo varía el espesor de la capa que protege la subrasante. El espesor de la base será:

$$D_2 \geq \frac{SN - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{164 - 93.6}{0.12 \times 1.12} = 524 \text{ mm}$$

Se adopta $D_2^* = 550 \text{ mm}$ y se ve que el espesor de esta base se ha reducido de 900 a 550 mm (35.4 pulg a 21.7 pulg) ($\Delta D_2 = 35 \text{ cm} = 13.7 \text{ pulg}$).

8.8.2 Autopista urbana, $W_{18} = 2 \times 10^6$ ESALs. El agua drena del pavimento en aproximadamente una semana y la estructura del pavimento está expuesta a niveles próximos a la saturación en un 30% del tiempo. Los datos de los materiales son:

- Módulo elástico del concreto asfáltico a 20 °C (68 °F) = 3,100 MPa = 45,0000 psi
- Base: CBR = 100% $M_{BS} = 214 \text{ MPa} = 31000 \text{ psi}$
- Subbase: CBR = 22% $M_{SB} = 93.1 \text{ MPa} = 13500 \text{ psi}$
- Subrasante: CBR = 6% $M_{SB} = 62.1 \text{ MPa} = 9000 \text{ psi}$

Solución:

Como el pavimento es para una autopista urbana se adopta:

$$R = 99\%$$

$$S_0 = 0.49$$

$$P_0 = 4.5$$

$$p_t = 2.5$$

y así se obtiene del ábaco de la Figura 8.1:

$$SN = 108 \text{ mm (4.3 pulg)}$$

$$SN_1 = 70 \text{ mm (2.8 pulg)}$$

$$SN_2 = 94 \text{ mm (3.7 pulg)}$$

Los coeficientes de capa son:

$$\text{Concreto asfáltico: } a_1 = 0.44$$

$$\text{Base: } a_2 = 0.14$$

$$\text{Subbase: } a_3 = 0.10$$

Los coeficientes de drenaje para base y subbase son $m_2 = m_3 = 0.80$

Espesor de concreto asfáltico:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{70}{0.44} = 159 \text{ mm (6.3 pulg)} \quad \text{se adopta } D_1^* = 160 \text{ mm} \quad SN_1^* = 160 * 0.44 = 70.4 \text{ mm}$$

Espesor para base:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{94 - 70.4}{0.14 * 0.8} = 211 \text{ mm (8.3 pulg)}$$

Se adopta $D_2^* = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$ $SN_2^* = 250 * 0.14 * 0.80 = 28 \text{ mm}$

Espesor para subbase:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} = \frac{108 - (70.4 + 28)}{0.10 * 0.8} = 120 \text{ mm}$$

Se adopta $D_3^* = 150 \text{ mm}$ $SN_3^* = 150 * 0.10 * 0.8 = 12 \text{ mm}$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = 70.4 + 28 + 12 = 110.4 \text{ mm} > 108 \text{ mm} \Rightarrow \text{verifica}$$

¿Qué pasa si el módulo del concreto asfáltico fuera un 30% menor?

$E_{AC} = 2170 \text{ MPa} = 315000 \text{ psi}$ $a_1 = 0.38$ y esto obliga a hacer una capa asfáltica de mayor espesor, aunque el número estructural de todo el paquete no cambie y siga siendo 108 mm.

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{70}{0.38} = 184 \text{ mm, se adopta } D_1^* = 190 \text{ mm} \quad SN_1^* = 190 * 0.38 = 72.2 \text{ mm}$$

Espesor de base granular:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{94 - 72.2}{0.14 * 0.8} = 195 \text{ mm} \quad \text{se adopta } D_2^* = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm,}$$

Menor que el caso anterior.

$$SN_2^* = 200 * 0.14 * 0.80 = 22.4 \text{ mm}$$

Espesor de subbase:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_2 m_2} = \frac{108 - (72.2 + 22.4)}{0.10 * 0.8} = 168 \text{ mm,}$$

$$\text{se adopta } D_3^* = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm} \\ SN_3^* = 200 * 0.10 * 0.8 = 16 \text{ mm}$$

$$SN_1 + SN_2^* + SN_3^* = 72.2 + 22.4 + 16 = 110.6 \text{ mm} > 108 \text{ mm}$$

¿Qué pasa si el módulo de la base es un 30% menor?

$$E_{BS} = 150 \text{ MPa} = 21700 \text{ psi}$$

$$a_2 = 0.249 \log E_{BS} - 0.977 = 0.249 \log 21700 - 0.977 = 0.10 \quad SN_1 = 80 \text{ mm}$$

Espesor de capa asfáltica:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{80}{0.44} = 182 \text{ mm} \quad \text{se adopta } D_1^* = 190 \text{ mm} \quad SN_1^* = 190 * 0.44 = 83.6 \text{ mm}$$

Espesor de base:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{94 - 83.6}{0.10 * 0.8} = 130 \text{ mm}$$

Se adopta $D_2^* = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$ $SN_2^* = 150 * 0.10 * 0.8 = 12 \text{ mm}$

Espesor de subbase:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} = \frac{108 - (83.6 + 12)}{0.10 * 0.8} = 155 \text{ mm}$$

Se adopta $D_3^* = 200 \text{ mm}$ $SN_3^* = 200 * 0.10 * 0.8 = 16 \text{ mm}$

$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = 83.6 + 12 + 16 = 111.6 \text{ mm} > 108 \text{ mm}$ \Rightarrow verifica

8.8.3 Usando el programa DIPAV diseñar un pavimento flexible para una calle colectora con estos datos:

No. de ESALs previstos = 1.5×10^6

M_R para subrasante = 41.4 MPa = 6000 psi

Propiedades de los materiales

Material	Coefficiente de Capa	Coefficiente de drenaje
Concreto asfáltico	0.40	1.00
Piedra partida	0.16	1.20
Grava	0.10	1.00

Se adopta:

$p_c = 4.2$

$p_t = 2.5$

$R = 85\%$

$S_o = 0.45$

El programa da $SN = 98 \text{ mm}$ (3.87 pulg) y la pantalla aparece como en la Figura 8.12.

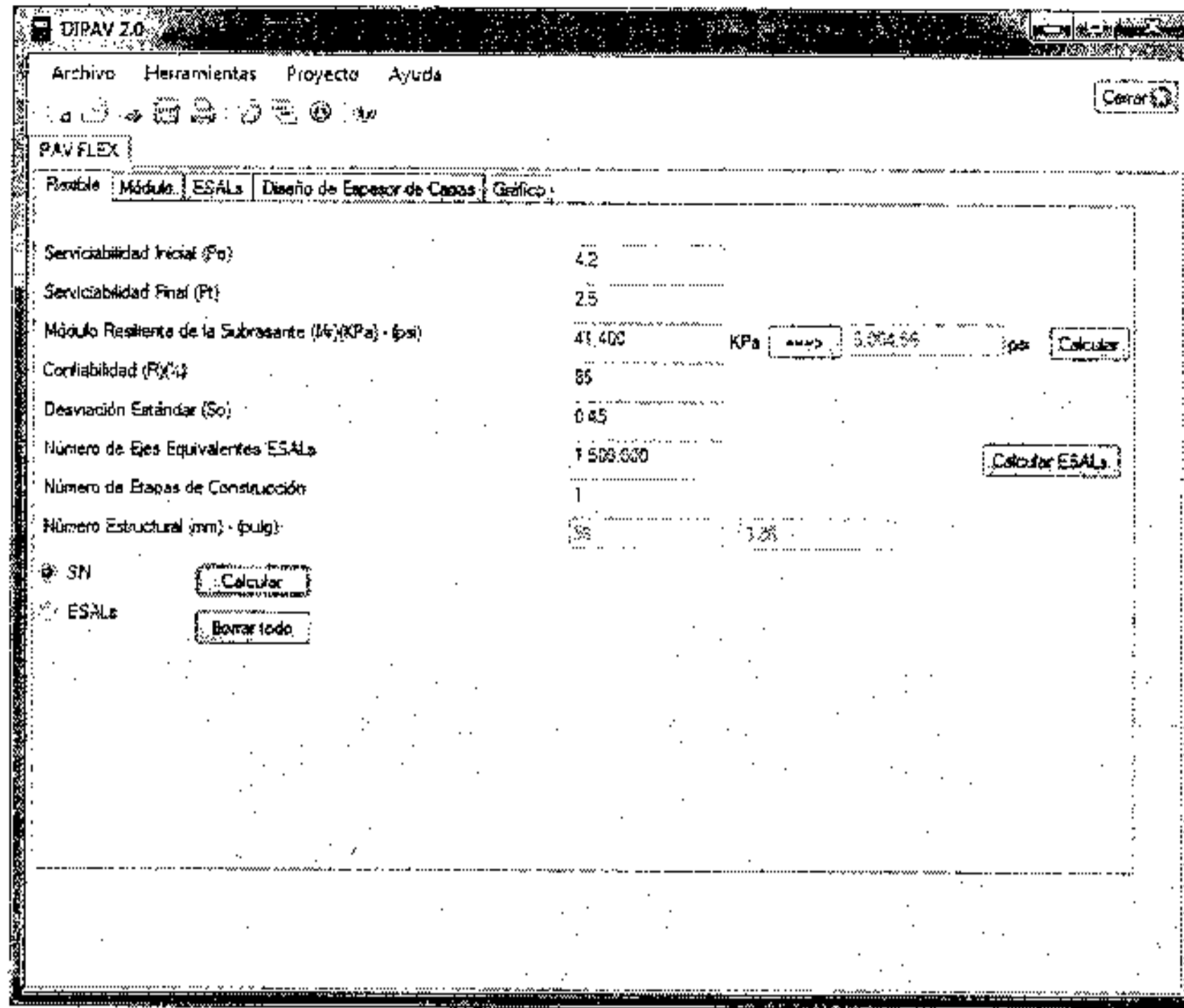


Figura 8.12. Datos de entrada del problema tal como aparecen en pantalla

En la Figura 8.13, se muestra la pantalla del diseño con verificación por capas para este ejemplo:

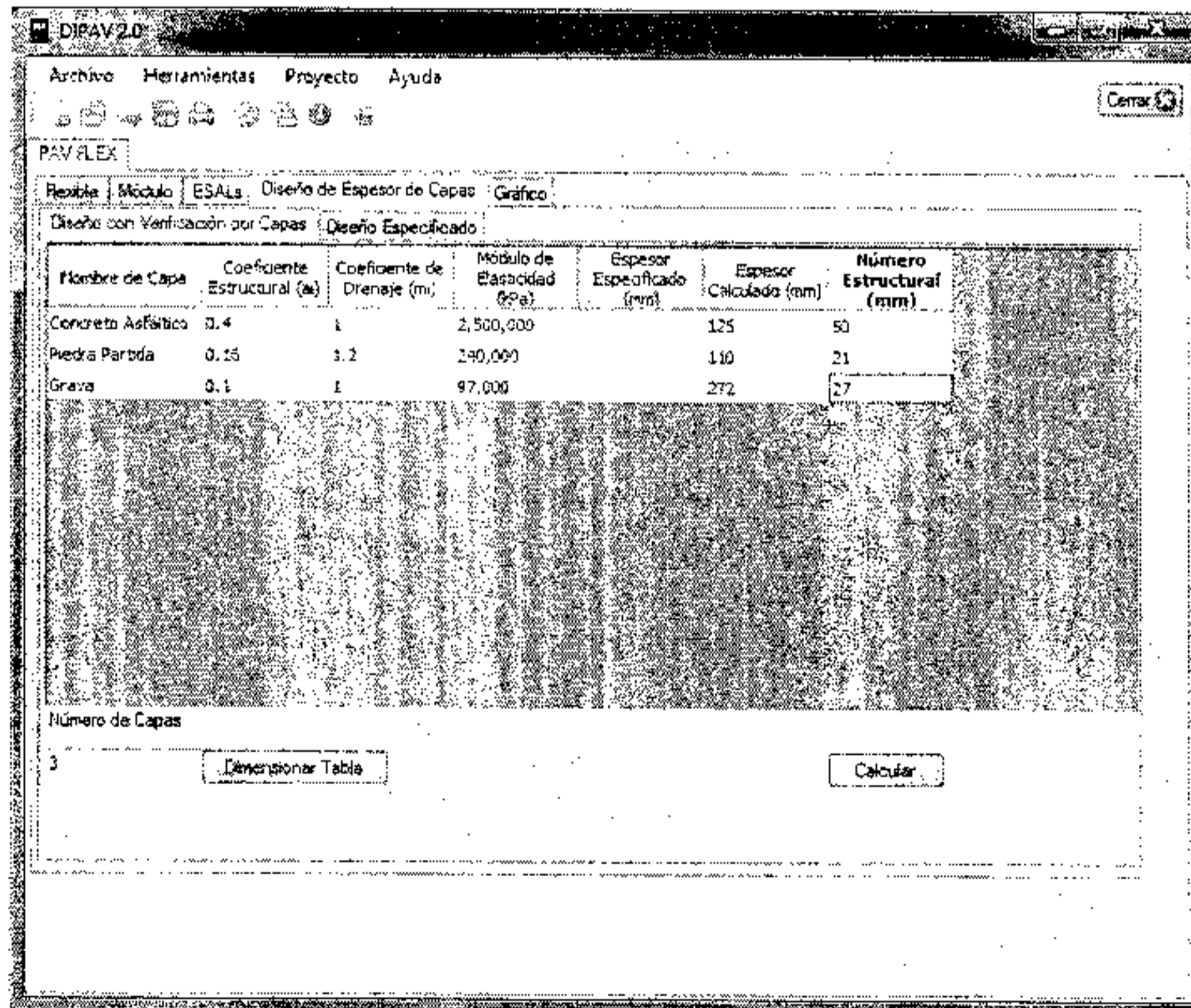


Figura 8.13. Ventana de diseño con verificación por capas para este ejemplo

CAPITULO 9

DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

9.1. INTRODUCCIÓN

La primera guía AASHO para diseño de pavimentos rígidos se publicó en 1962 ("AASHO Interim Guide for Design of Pavement Structures"). Esta fue evaluada y revisada en 1972 y 1981. Entre 1984 y 1985, el Subcomité en Diseño de Pavimentos y consultores revisaron la guía en vigencia y así sale la "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures (1986) con muchas variaciones con respecto a las versiones anteriores. En 1993 se publica una nueva versión de la guía, pero sin cambios en lo que concierne al diseño de pavimentos rígidos.

El programa DIPAV surge como un desarrollo boliviano y un aporte del IBCH para el diseño de pavimentos rígidos, puesto que, a pesar de que está en consulta el Método Mecánico – Empírico de AASHTO, aún tomará varios años para su implementación completa y de todos modos se requiere una herramienta de diseño, puesto que el método mecánico empírico es iterativo en base a deterioros esperados y requiere una calibración local no muy fácil de realizar.

El criterio para diseño de pavimentos rígidos se basa en los resultados de los ensayos del AASHO Road Test realizados en Ottawa, Illinois, entre 1958 y 1960.

La fórmula original deducida de este ensayo es:

$$\log W = \log \quad + G/\beta \quad (9.1)$$

siendo:

W = número de cargas de ejes tipo aplicadas hasta la serviciabilidad final

G = una función (el logaritmo) de la relación de pérdida de serviciabilidad en el tiempo t con respecto a la pérdida potencial para una serviciabilidad de 1.5

β = función del diseño y de las cargas que influyen en la forma de la curva p (serviciabilidad) vs. W .

Las expresiones de $\log \quad$ y β son diferentes a las elaboradas para pavimentos flexibles.

$$\log \quad = 5.85 + 7.35 \log(D + 1) - 4.62 \log(L_1 + L_2) + 3.28 \log L_2 \quad (9.2)$$

$$\beta = 1.00 + \frac{3.63(L_1 + L_2)}{(D + 1)^{8.46} L_2^{3.52}} \quad (9.3)$$

donde:

D = espesor de la losa, en pulg

L_1 = carga en un eje simple o tándem, en kips

L_2 = código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

La ecuación (9.1) fue modificada en 1962 usando la ecuación de tensiones en esquina de Spangler para tener en cuenta las propiedades del material: resistencia a la flexión, módulo de elasticidad y reacción de soporte de subrasante.

Las innovaciones presentadas en la guía de 1986 son: confiabilidad R , desvío estándar de las variables S_o , coeficiente de drenaje C_d y también la posibilidad de considerar la acción de suelos expansivos y efectos de hinchamiento por helada. El factor LS (pérdida de soporte) fue agregado para tener en cuenta la pérdida de soporte por erosión de la subbase o por movimientos verticales diferenciales del suelo. Este factor LS reduce el valor efectivo de k .

La fórmula resultante es:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log \frac{\Delta PSI}{1.625 \times 10^7}}{1 + \frac{4.5 - 1.5}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_t) \log \left[\frac{S_c' C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J \left(D^{0.75} - 18.42 \left(\frac{k}{E_c} \right)^{0.25} \right)} \right] \quad (9.4)$$

donde:

W_{18} = número de cargas de 18 kips (80 KN) previstas

Z_R = abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

S_o = desvío estándar de todas las variables

D = espesor de la losa del pavimento, en pulg.

ΔPSI = pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño

p_t = serviciabilidad final

S_c' = módulo de rotura del hormigón, en psi

J = coeficiente de transferencia de cargas

C_d = coeficiente de drenaje

E_c = módulo de elasticidad del hormigón, en psi

K = módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de balasto), en psi/pulg

9.2. VARIABLES DE ENTRADA

Se describen a continuación las variables a tener en cuenta en el diseño de un pavimento rígido por el método AASHTO.

9.2.1. Variables de tiempo

Son ellas la vida útil del pavimento y el período de análisis. Tienen el mismo significado que para pavimentos flexibles, por lo que no se las describirá aquí.

9.2.2. Tránsito

Al igual que para pavimentos flexibles, el tránsito es reducido a un número de pasadas de ejes tipo de 18 kips (80 KN) a través de los factores equivalentes de carga, LEF, que difieren de los usados para pavimentos flexibles.

9.2.3. Confiabilidad y desviación estándar

Tiene el mismo significado que para pavimentos flexibles, es decir que se refiere al grado de certidumbre de que un dado diseño puede llegar al fin de su período de análisis en buenas condiciones. En cuanto al desvío estándar de las variables, S_0 , se recomienda para pavimentos rígidos un valor de 0.34 para el caso en que se considere la varianza del tránsito futuro y $S_0 = 0.39$ para el caso en que ésta no esté considerada.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de valores de Z_R en función al valor de confiabilidad:

Tabla 9.1. Relación de confiabilidad y el valor de Z_R

Confiabilidad R , %	Desviación normal estándar Z_R
50	0.000
60	0.253
70	0.524
75	0.674
80	0.841
85	1.037
90	1.282
91	1.340
92	1.405
93	1.476
94	1.555
95	1.645
96	1.751
97	1.881
98	2.054
99	2.327
99.9	3.090
99.99	3.750

9.2.4. Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación

Con este método se puede prever la pérdida de serviciabilidad por estas causas, las que se suman a las de tránsito. Se hace el mismo análisis que para pavimentos flexibles.

9.2.5. Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad

Vale lo expresado en el capítulo correspondiente a pavimentos flexibles.

9.2.6. Módulo de reacción de la subrasante

A partir del módulo de reacción de la subrasante (valor real), por una serie de pasos descrito en el Capítulo 4 "Caracterización de subrasante", se obtiene un k efectivo para usar en los cálculos.

9.2.7. Caracterización de los materiales que forman el pavimento

El módulo elástico del pavimento se determina con la ecuación:

$$E_c = 57,000 (f_c')^{0.5} \quad (9.5.a)$$

donde:

E_c = módulo elástico del hormigón (psi)

f_c' = resistencia a la compresión simple del hormigón (psi)

La misma ecuación expresada en unidades métricas:

$$E_c = 150,000 (f_c')^{0.5} \quad (9.5.b)$$

donde:

E_c = módulo elástico del hormigón (KPa)

f_c' = resistencia a la compresión simple del hormigón (KPa)

El módulo de rotura o resistencia a la tracción por flexión del hormigón f_r' se determina con el ensayo a flexión con carga al tercio y está relacionado con f_c' a través de la ecuación:

$$f_r' = K (f_c')^{0.5} \quad (9.6)$$

f_r' y f_c' están dados en psi, K es una constante que varía entre 7 y 12.

La resistencia a la tracción indirecta está relacionada con f_r' a través de:

$$f_t' = 1.02f_r' + 210 \quad (9.7.a)$$

con las resistencias en psi.

Alternativamente, con las resistencias en kPa se puede expresar:

$$f_t' = 1.02f_r' + 1450$$

(9.7.b)

9.2.8. Drenaje

En este caso se usa un coeficiente de drenaje C_d que puede variar entre 0.70 y 1.25 según sea la calidad del drenaje, a mayor C_d , mejor drenaje. Sobre este tema se ha hablado en el capítulo 7, en el cual se encuentra detallada la tabla de valores para C_d .

9.2.9. Transferencia de cargas

El concepto de transferencia de cargas en las juntas transversales, se refiere a la capacidad de una losa de transferir una parte de su carga a la losa vecina. De este modo, una junta con el 100% de transferencia de carga será aquella que transfiera la mitad de su carga a la losa vecina, reduciendo por tanto sus tensiones de borde según se muestra en la Figura 9.1.

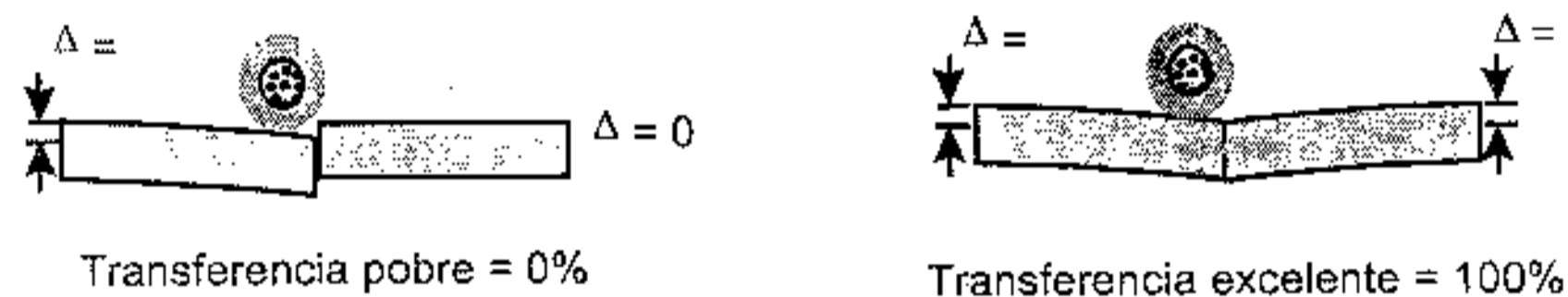


Figura 9.1. Transferencia de carga longitudinal

Como puede apreciarse, para lograr una efectiva transferencia de cargas en sentido longitudinal, para tráficos pesados, especialmente en carreteras, se debe usar barras pasajuntas en todas las juntas transversales. En caso de no usarlas, lo cual es común en pavimentos urbanos de tráfico liviano, el sistema constructivo de vaciar todas las losas en una sola franja y cortar las juntas en aproximadamente $1/3$ del espesor de la losa, permite que se desarrolle una fricción entre agregados gruesos en la zona de contacto en las juntas, para lo cual se recomienda espaciamientos de juntas no muy grandes a fin de reducir la apertura entre las juntas, mejorando este tipo de transferencia de cargas al tener los agregados un mayor contacto.

Por otra parte, la capacidad de transferencia de cargas en el sentido transversal tiene una importante influencia desde el punto de vista del diseño, de manera que en sentido transversal, el uso de bermas de hormigón atadas, o sobreanchos (losas con parte de la berma maciza incorporada), tiene un efecto positivo en la reducción de esfuerzos en las losas. De acuerdo con estudios de deflexión elaborados por la *American Concrete Pavement Association* (ACPA), si se carga una losa sin barras pasajuntas en una esquina, se producirá una deflexión 5 veces mayor que si la carga se colocara en el centro de la losa. Esta misma deflexión sería 3 veces mayor si la esquina estuviera vinculada con la losa adyacente mediante barras pasajuntas. Este estudio muestra la importancia de utilizar sobreanchos y barras pasajuntas para tráficos pesados puesto que puede reducirse notablemente los esfuerzos de tensión en bordes y esquinas o bien optimizar el diseño reduciendo los espesores de diseño.

Como se ha indicado, el desempeño de un pavimento mejora con la adición de barras pasajuntas y sobreanchos, factores que se toman en cuenta en el diseño a través del "coeficiente de transferencia de carga (J)" que permite considerar el apoyo lateral provisto en las esquinas de la losa; los dispositivos de transferencia de cargas; interacción de agregados, y la presencia de bermas de hormigón vinculadas. Coeficientes de transferencia de carga más altos corresponden a menor soporte.

Como una guía general para el rango de coeficientes de carga, mayores coeficientes deben ser usados con valores bajos de k ; altos coeficientes térmicos y mayores variaciones de temperatura. La siguiente tabla provee recomendaciones para la selección de coeficientes de transferencia de carga:

Tabla 9.2. Coeficientes de transferencia de cargas

Tipo de Pavimento	Berma de Asfalto		Berma de Ho. Vinculada	
	Disp. de Transferencia		Disp. de Transferencia	
	si	no	si	no
Junta Sencilla y Junta Reforzada	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2
Continuamente Reforzada	2.9 - 3.2	N/D	2.3 - 2.9	N/D

El diseño de pavimentos rígidos es sumamente sensible a esta variable y es importante su consideración en función de las características de clima, de suelo y condiciones generales de apoyo a fin de seleccionar un valor dentro de los rangos previstos. Los rangos inferiores de "J" son sólo aplicables si se tienen suelos duros y condiciones climáticas apropiadas. Las columnas que indican "Berma de asfalto" implican que no existe ningún soporte lateral, es por tanto aplicable a berma de tierra, losa suelta y separada de un cordón en calles etc. Mientras que "Berma de Hormigón" significa un sobreancho macizo de al menos 50 cm con acceso restringido; cunetas atadas; cordones vinculados a la losa o berma de hormigón vinculada propiamente dicha.

9.3. CÁLCULO DE ARMADURAS

9.3.1. Variables para cálculo de armaduras en pavimentos con juntas

9.3.1.1. Longitud de losa

Esta variable se refiere al espaciamiento entre juntas transversales. La longitud de las losas afecta el comportamiento de los pavimentos de hormigón armado con juntas.

9.3.1.2. Tensiones de trabajo

Las tensiones de trabajo en las barras, f , deben ser el 75% del valor de la tensión de fluencia, así para un acero Grado 40, la tensión admisible es 207 MPa (30000 psi) y para un acero Grado 60 es de 307 MPa (45000 psi).

9.3.1.3. Factor de fricción

Representa la resistencia friccional entre la parte inferior de la losa y la parte superior de la subbase o subrasante (si no hay subbase) y es equivalente a un coeficiente de fricción. Este factor de fricción F fue deducido en base a la teoría de fricción de un cuerpo sobre otro y se usa para estimar el porcentaje de armadura de acero requerida. Este porcentaje responde a la ecuación:

$$P_s = \left[\frac{LF}{2f_s} \right] 100 \quad (9.10.a)$$

Se supone un peso unitario del hormigón de 2300 Kg/m^3 (22.5 KN/m^3 o 144 pcf)

P_s = porcentaje requerido de armadura

L = longitud de la losa (pies)

F = factor de fricción

f_s = tensión de trabajo del acero (ksi)

Cuando se trabaja en unidades métricas, la fórmula (9.10.a) se transforma en:

$$P_s = \left[\frac{\gamma_H \cdot L \cdot F}{2f_s} \right] 100 \quad (9.10.b)$$

P_s = porcentaje requerido de armadura

γ_H = peso específico del hormigón (del orden de 22.5 kN/m^3)

L = longitud de la losa (m)

F = factor de fricción

f_s = tensión de trabajo del acero (KPa)

El factor de fricción indica la fuerza requerida para hacer deslizar la losa sobre la subbase en términos del peso de losa. En otras palabras, un $F = 1.5$ indica que es necesaria una fuerza 1.5 veces el peso de la losa para provocar el deslizamiento de la misma sobre la subbase. En la tabla 9.3 se indican algunos valores del factor de fricción F .

Tabla 9.3. Valores del factor de fricción

Tipo de material bajo la losa	Factor de fricción F
Tratamiento superficial	2.2
Estabilización con cal	1.8
Estabilización con asfalto	1.8
Estabilización con cemento	1.8
Grava de río	1.5
Piedra partida	1.5
Arenisca	1.2
Subrasante natural	0.9

9.3.2. Variables para cálculo de armaduras en pavimentos continuos

9.3.2.1. Resistencia a la tracción del hormigón

Se usa la resistencia a la tracción a los 28 días. Para la Guía AASHTO este valor es el 86% del módulo de rotura del hormigón.

9.3.2.2. Retracción del hormigón

La retracción por secado es la que ocurre por pérdida de agua y su efecto es una reducción de las dimensiones de la pieza de hormigón. Los valores recomendados por AASHTO (1993) están en la tabla 9.4.

Tabla 9.4. Valores de contracción del hormigón

Resistencia a la tracción Indirecta f_t' kPa (psi)	Contracción en mm/mm (pulg/pulg)
2070 (300)	0.0008
2760 (400)	0.0006
3450 (500)	0.00045
4140 (600)	0.0003
4830 (700)	0.0002

9.3.2.3. Coeficiente de dilatación del hormigón

El coeficiente de dilatación térmica varía con la relación A/C, la edad del hormigón, el contenido de cemento, la humedad relativa y el tipo de agregado. Este último es el que ejerce mayor influencia. En la tabla 9.5 se dan valores del coeficiente de dilatación en función de la naturaleza del agregado grueso.

Tabla 9.5. Coeficientes de dilatación del hormigón

Tipo de agregado grueso	Coeficiente de dilatación $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$)
Cuarzo	11.9 (6.6)
Arenisca	11.7 (6.5)
Grava	10.8 (6.0)
Granito	9.5 (5.3)
Basalto	8.6 (4.8)
Caliza	6.8 (3.8)

9.3.2.4. Diámetro de barras

Tienen influencia en las tensiones experimentadas por el pavimento de hormigón. Los nomogramas de diseño AASHTO a usar consideran barras No.4 a No.7. El diámetro en pulgadas de estas barras es su número dividido entre 8.

Nº 4	Diámetro	$4/8 = 0.5$ pulg	= 12 mm
Nº 5	Diámetro	$5/8 = 0.625$ pulg	= 16 mm
Nº 6	Diámetro	$6/8 = 0.75$ pulg	= 20 mm
Nº 7	Diámetro	$7/8 = 0.875$ pulg	= 22 mm

9.3.2.5. Coeficiente de dilatación del acero

Se adopta un valor de 9.0×10^{-6} mm/mm/ $^{\circ}\text{C}$ ó 5×10^{-6} pulg/pulg/ $^{\circ}\text{F}$

9.3.2.6. Diferencia de temperatura de diseño

Es la diferencia entre la temperatura media de curado del hormigón y la temperatura mínima. Para la temperatura media de curado del hormigón se toma la temperatura media máxima durante el mes en que se piensa construir el pavimento. La temperatura mínima es la temperatura media mensual mínima de la zona donde está el pavimento.

$$DT_D = T_H - T_L \quad (9.11)$$

DT_D = diferencia de temperatura de diseño en °C ó °F

T_H = temperatura máxima media en el mes de la construcción, en °C ó °F

T_L = temperatura mínima media durante el mes más frío del año, en °C ó °F

9.3.2.7. Factor de fricción

Este factor es el mismo que para pavimentos con juntas.

9.4. PROCEDIMIENTO PARA DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LOSA

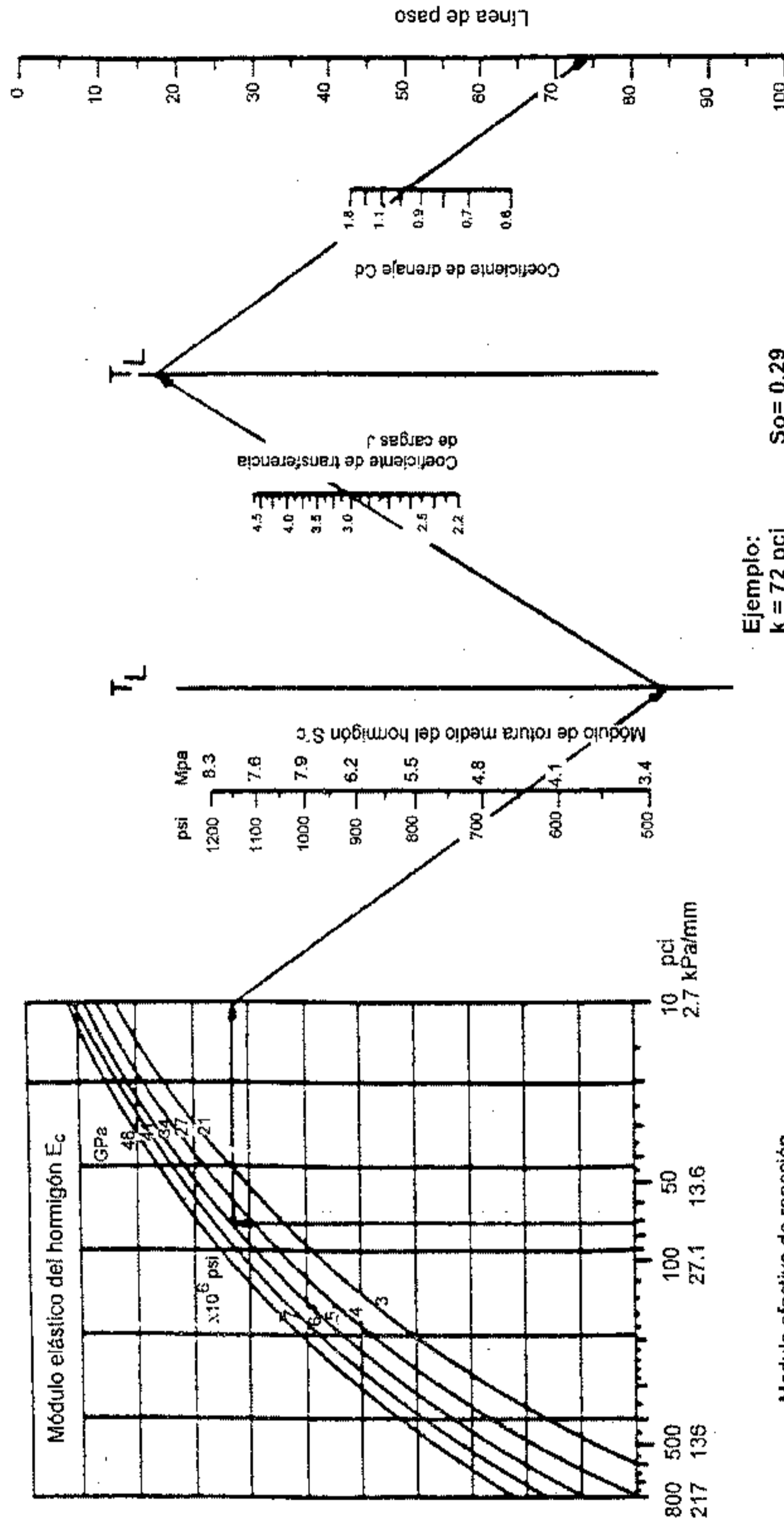
Este puede ser determinado mediante el empleo de la fórmula de diseño, procedimiento algo tedioso por lo complicado de la misma, por el uso de ábacos de diseño (Figura 9.3) o mediante programas de computación como DIPAV.

Para el uso del ábaco se debe contar con los siguientes datos:

- Módulo efectivo de reacción de la subrasante
- Tránsito estimado para el período de vida útil W_{18} (ESALs)
- Confiabilidad R (%)
- Desvío estándar de todas las variables S_o
- Pérdida de serviciabilidad $\Delta PSI = p_o - p_t$
- Módulo elástico del hormigón E_c (psi)
- Módulo de rotura del hormigón S_c' (psi)
- Coeficiente de transferencia de cargas J
- Coeficiente de drenaje C_d

En la Figura 9.2 se presenta un ejemplo de cómo usar los ábacos.

$$\log(\Delta PSI) = \frac{\log W_{18}}{1 + (D+1)^{0.46}} + \frac{4.5 - 1.5}{1.625 \times 10^7} + (4.22 - 0.32 P_1) \log \left[\frac{S_c' C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J (D^{0.75} - 18.42 (k/E_c)^{0.25})} \right]$$



Ejemplo:
 $k = 72 \text{ pci}$
 $E_o = 5 \times 10^6 \text{ psi}$
 $S_c' = 650 \text{ psi}$
 $J = 3.2$
 $C_d = 1.0$
 $S_o = 0.29$
 $R = 95\%$
 $\Delta PSI = 4.2 - 2.5 = 1.7$
 $W = 5.1 \times 10^6 \text{ ESALS}$
 Solución : $D = 10 \text{ pulg}$
 $Z = 1.645$

Figura 9.2.a. Ábaco de diseño para pavimentos rígidos

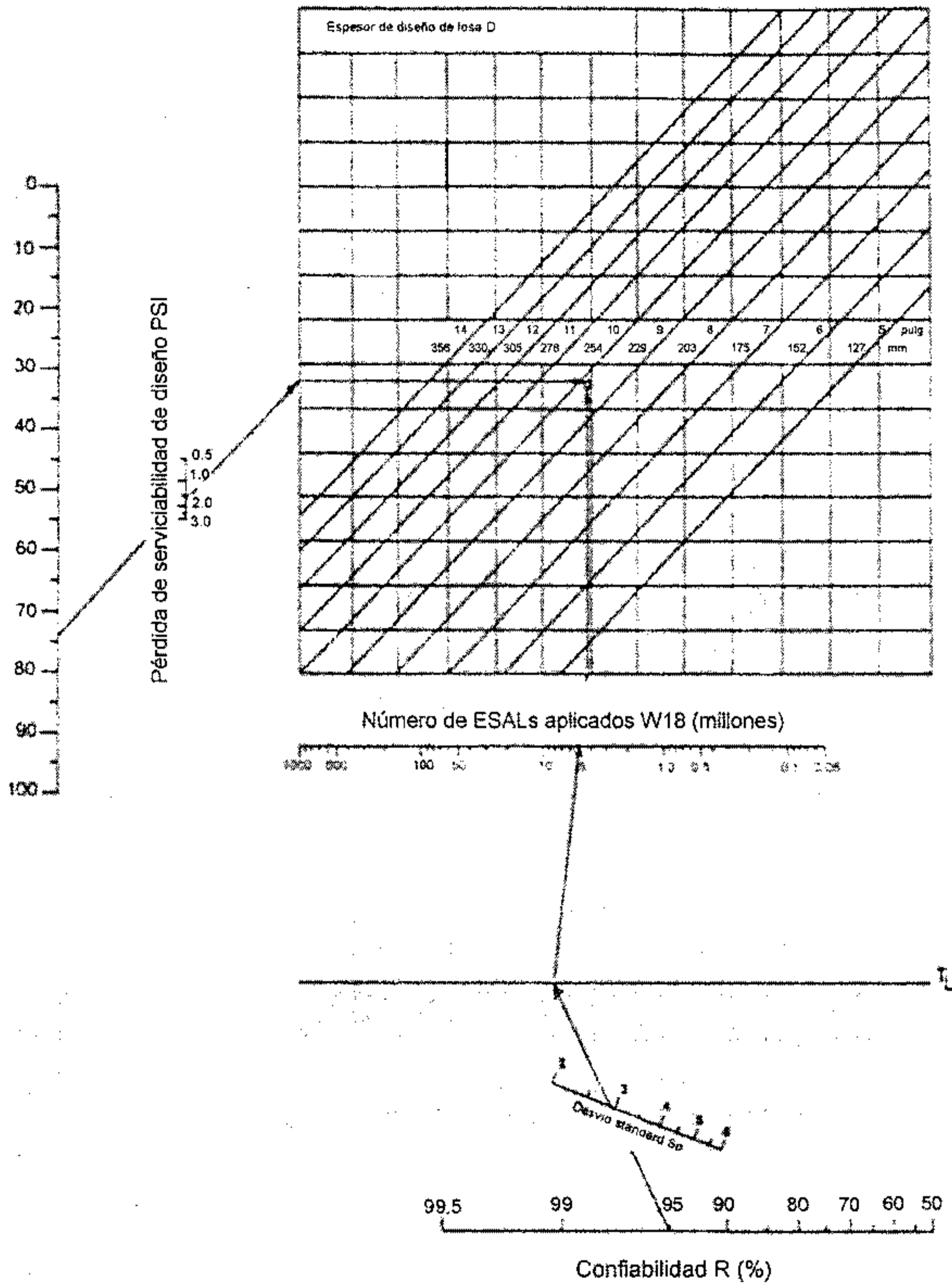


Figura 9.2.b. Ábaco de diseño para pavimentos rígidos

9.4.1. Construcción por etapas

Un pavimento rígido normalmente se debe diseñar para soportar el período de análisis completo mediante un espesor adecuado de losa, este aspecto es muy importante al momento de tomar decisiones, puesto que, al incrementar 2 a 3 cm el espesor de losa prácticamente se puede duplicar la capacidad estructural del pavimento, por este motivo, desde el punto de vista del costo, es mucho mejor diseñar un pavimento rígido para períodos de vida de 25 a 30 años, siendo común que las carreteras de alto tráfico de países industrializados consideren períodos de vida de hasta 40 años, por este motivo no es recomendable diseñar un pavimento rígido en etapas.

9.4.2. Consideraciones de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales

La metodología es igual que para pavimentos flexibles, con la diferencia de que se elige un espesor de losa en lugar de un número estructural para comenzar los tanteos.

Normalmente, en el caso de pavimentos rígidos es preferible efectuar un cambio de material, controlando las expansiones mediante mejoramientos de subrasante y bases estabilizadas en lugar de realizar el procedimiento de pérdida de serviciabilidad.

9.4.3. Diseño de armaduras

Se aplica para pavimentos reforzados con juntas, técnica que poco a poco está perdiendo vigencia. El objetivo de la armadura en una losa de pavimento es mantener las fisuras que pueden llegar a formarse bien unidas y de esta manera conseguir que el pavimento se comporte como una unidad estructural. Para las armaduras se pueden usar barras o mallas soldadas.

9.4.4. Armadura longitudinal para pavimento con juntas

En un pavimento de hormigón armado con juntas, las armaduras se calculan con la teoría de la fuerza de roce. Los datos de entrada son:

- Longitud de losa, L
- Tensión de trabajo del acero, f_s
- Factor de fricción, F

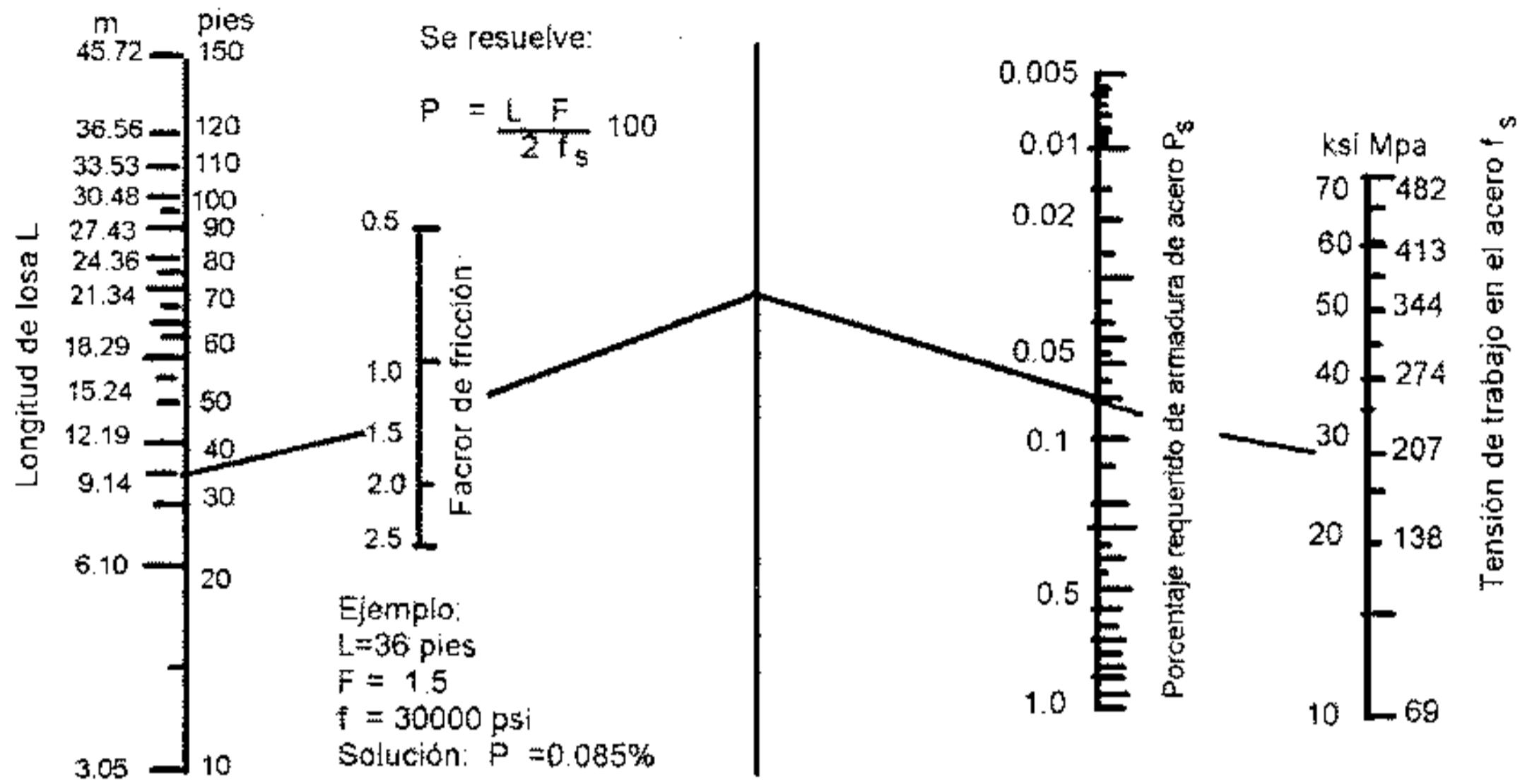


Figura 9.3. Ábaco de diseño para pavimentos de hormigón armado con juntas

En la Figura 9.3 se presenta un ábaco aunque la fórmula es muy sencilla. Este sirve tanto para el cálculo de armadura longitudinal como para armadura transversal en pavimentos de hormigón armado con juntas y también para el cálculo de la armadura transversal en pavimentos de hormigón armado continuos. Este criterio no tiene en cuenta el efecto de deflexiones repetidas debidas a tránsito pesado, un factor que debe ser considerado en el diseño de armaduras. Otros modelos indican cuantías superiores de armadura.

9.4.5. Armaduras longitudinales para pavimentos continuos

Para realizar este cálculo se recomienda hacer una planilla como la de la tabla 9.6.

Tabla 9.6.

Datos de entrada			
Variables de entrada	Valor	Variables de entrada	Valor
Barra, diámetro		Relación α_s/α_c	
Contracción del hormigón Z (pulg/pulg ó cm/cm)		Diferencia de temperatura De diseño DT_D (°F ó °C)	
Resistencia a la tracción del Hormigón f_t (psi o MPa)		Tensión transmitida por rueda σ_w (psi o MPa)	

Tabla 9.7. Criterio de diseño y porcentaje requerido de acero

	Espaciamiento de fisuras (pies)	Ancho de fisura Admisible $W_{m\acute{a}x}$ (pulg)	Tensión admisible en Acero σ_s ksi
Valor de criterio Limitante	Máx 8.0 Min 3.5		
Porcentaje mínimo requerido de acero			$P_{m\acute{i}n}$
Porcentaje máximo requerido de acero			$P_{m\acute{a}x}$

Los datos de entrada son:

- Resistencia a la tracción directa del hormigón f_t
- Contracción del hormigón a los 28 días Z
- Coeficiente térmico del hormigón α_c
- Diámetro de armaduras d
- Coeficiente térmico del acero α_s
- Diferencia de temperatura de diseño DT_D
- Tensión transmitida por la rueda al pavimento σ_w (psi). Obtenida a partir del ábaco de la Figura 9.4.

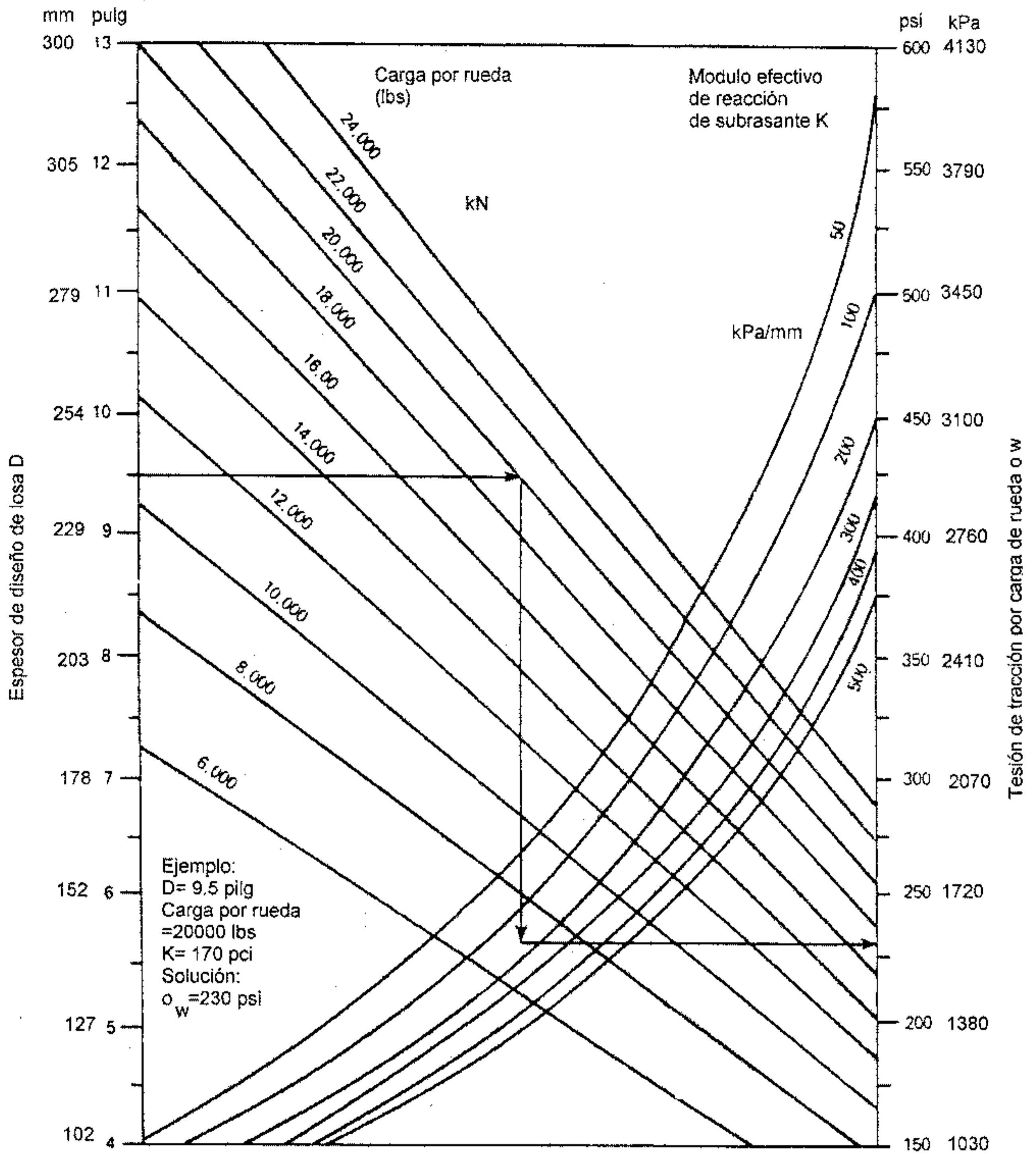


Figura 9.4. Ábaco para estimar las tensiones de tracción debidas a carga de rueda

9.4.6. Criterios limitantes

Hay tres criterios limitantes:

- Espaciamiento de fisuras. Para minimizar el potencial de punzonados, los espaciamientos mínimos y máximos para diseño son 3.5 pies (1.1 m) y 8 pies (2.4 m).
- Ancho de fisura. El máximo ancho admisible no debe exceder 0.04 pulg (1.02 mm). No obstante, el ancho de fisura debería ser reducido tanto como sea posible mediante la selección de un alto porcentaje de acero o barras de diámetro pequeño. Un valor de 0.023 pulg (0.58 mm) es conveniente como ancho máximo de fisura.
- Tensión en el acero. Se debe tomar el 75% de la resistencia última del acero.

Los valores de estas tensiones están en la tabla 9.8, elaborada para acero Grado 60.

Tabla 9.8. Tensiones de trabajo en el acero en MPa (ksi)

f'_c del hormigón a los 28 días		Tamaño de armaduras		
KPa	psi	Nº 4	Nº 5	Nº 6
2070	300	448 (65)	393 (57)	372 (54)
2760	400	462 (67)	414 (60)	379 (55)
3450	500	462 (62)	421 (61)	386 (56)
4140	600	462 (67)	434 (63)	400 (58)
4830	700	462 (67)	448 (65)	407 (59)
5520	800	462 (67)	462 (67)	414 (60)

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1) Se emplean los ábacos de las Figuras 9.5, 9.6 y 9.7 para satisfacer cada criterio límite. Los valores resultantes se colocan en la planilla de la tabla 9.7.

2) Si $P_{m\acute{a}x}$ es mayor o igual que $P_{m\acute{i}n}$ se va al paso 3. Si $P_{m\acute{a}x}$ es menor que $P_{m\acute{i}n}$ entonces:

- Revisar los datos de entrada y decidir qué cambiar.
- Indicar los datos modificados en la tabla 9.8. Indicar el cambio de criterio limitante con cada cambio de variable realizado y marcarlo en la tabla 9.9. Verificar si los datos modificados afectan el diseño de subbase y espesor de losa. Si es necesario, recalculan éstos.
- Usando los ábacos de las figuras 9.5, 9.6 y 9.7 determinar los porcentajes de acero y adjuntarlos en tabla 9.13.
- Si $P_{m\acute{a}x}$ mayor o igual que $P_{m\acute{i}n}$ se va al paso 3. Si ocurre lo contrario, se vuelve a 2 usando el espacio de la tabla 9.13 para pruebas adicionales.

$P_{m\acute{a}x}$ resulta superior a $P_{m\acute{i}n}$ cuando:

- La tensión admisible adoptada en el acero es muy baja.
- El ancho de fisura admisible es muy bajo.
- La variación de temperatura de diseño es muy alta.
- El diámetro de las barras es muy pequeño.

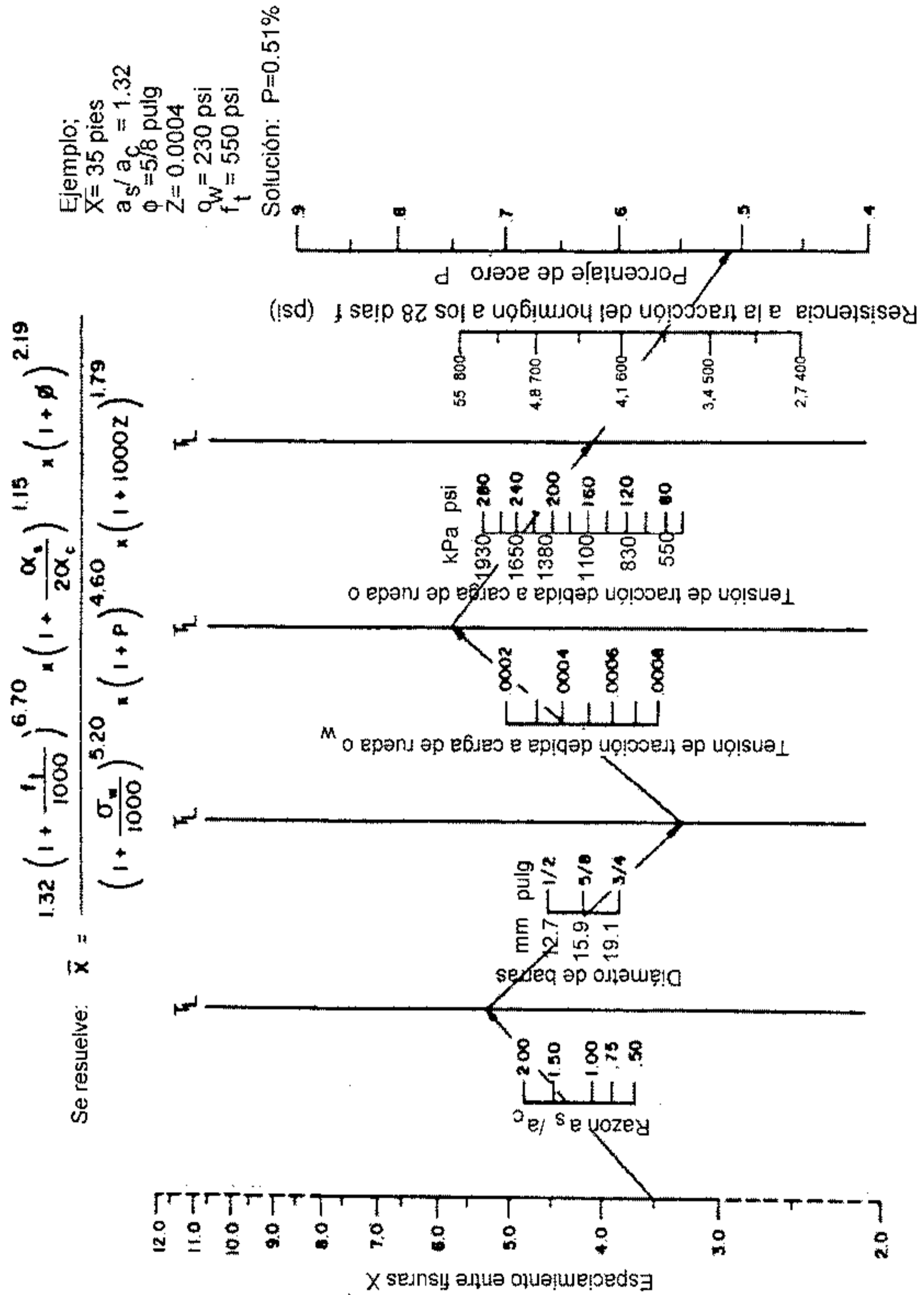


Figura 9.5. Porcentaje de armadura longitudinal para satisfacer criterio de espaciamiento de fisuras

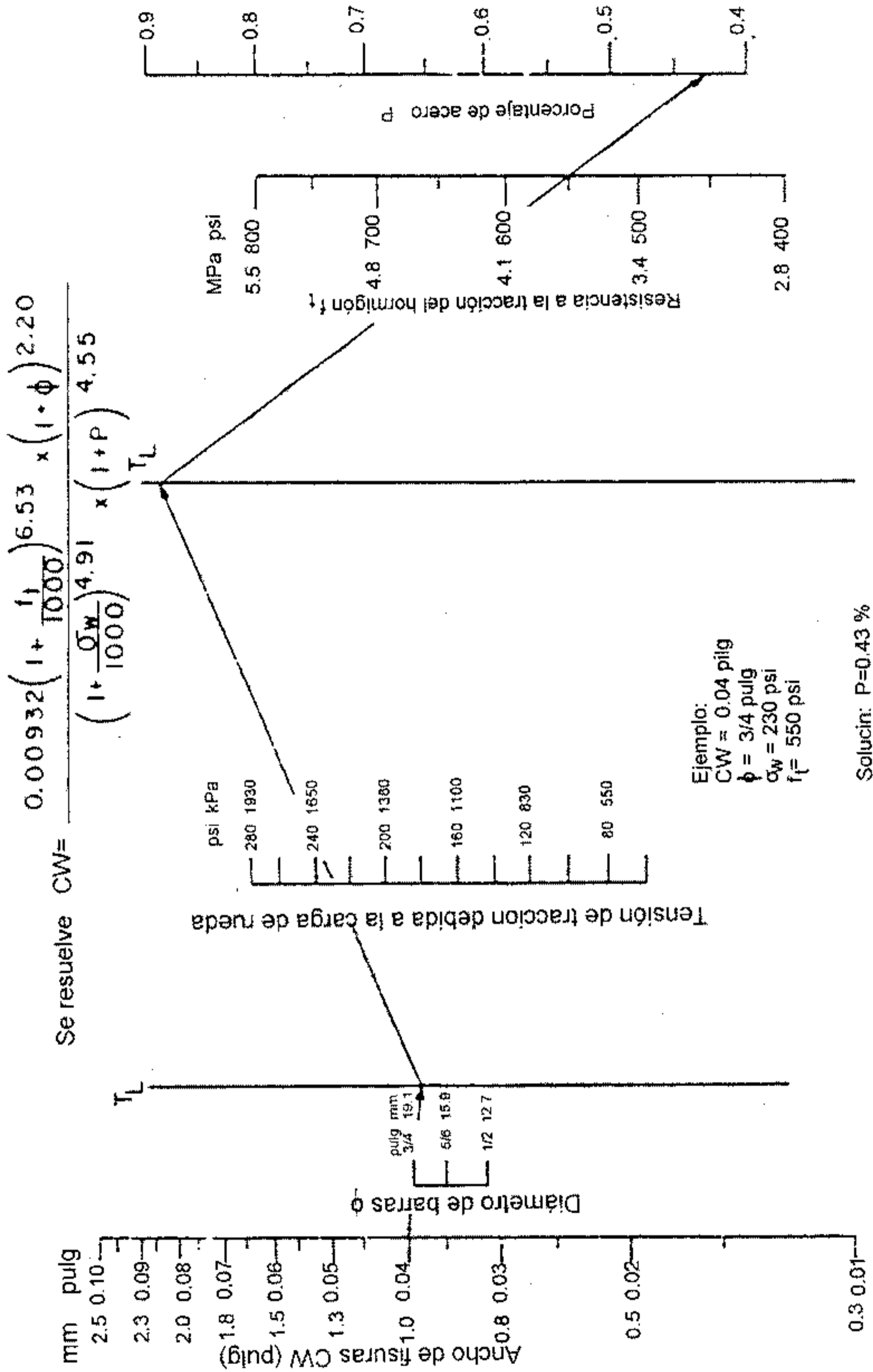


Figura 9.6. Porcentaje mínimo de amadura longitudinal para satisfacer criterio de ancho de fisuras

Ejemplo:
 $\sigma_s = 57 \text{ ksi}$
 $DT_D = 55^\circ\text{F}$
 $Z = 0.0004$
 $\sigma_w = 230 \text{ psi}$
 $f_t = 550 \text{ psi}$
 Solución $P = 0.47\%$

Se resuelve: $\sigma_s = \frac{47,300 \left(1 + \frac{DT_D}{100}\right)^{0.425} \times \left(1 + \frac{f_t}{1000}\right)^{4.09}}{\left(1 + \frac{\sigma_w}{1000}\right)^{3.14} \times (1 + 1000Z)^{0.494} \times (1+P)}$

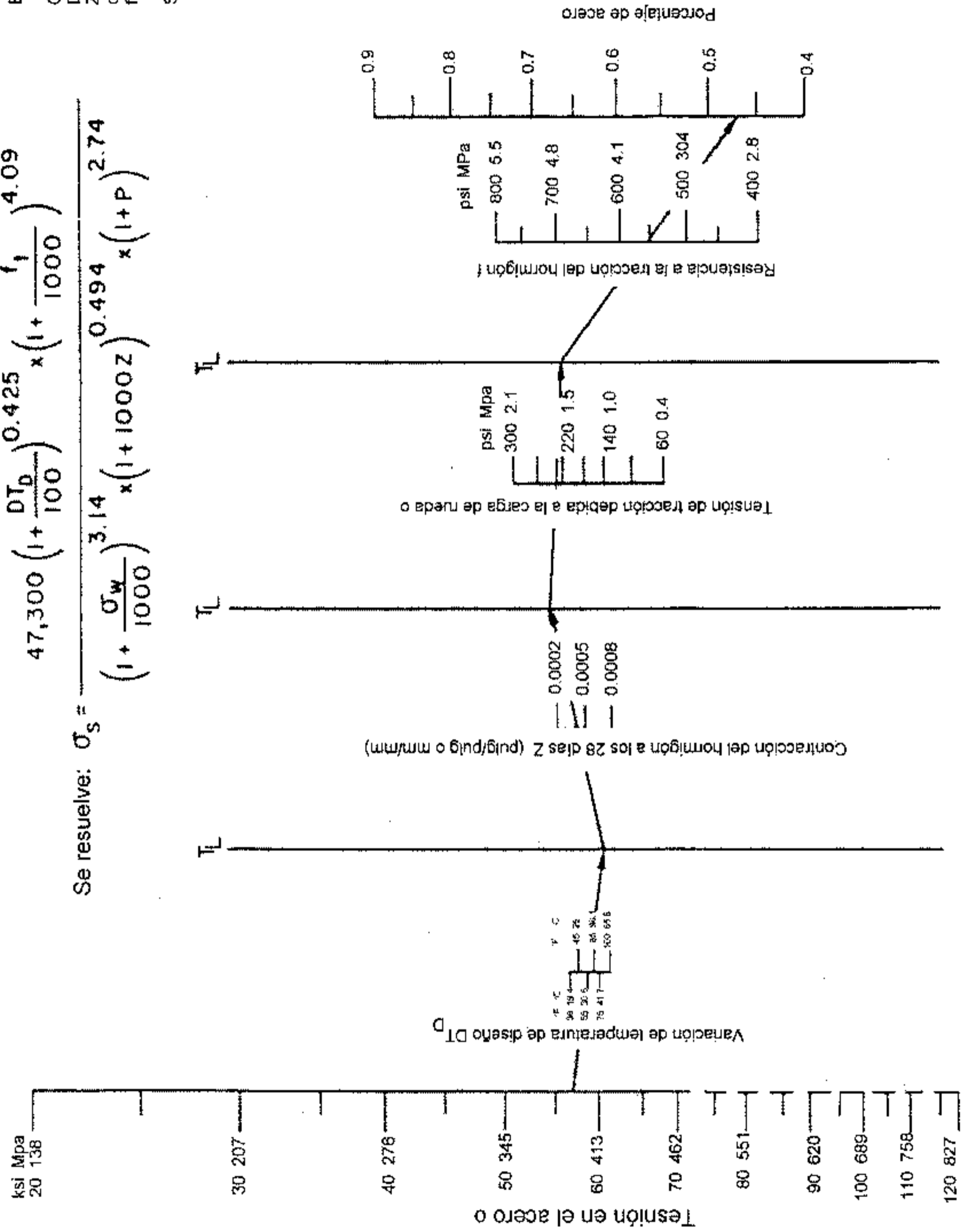


Figura 9.7. Porcentaje mínimo de armadura longitudinal Para satisfacer criterio de tensión en acero

3) Determinar el número de barras requeridas:

$$N_{\min} = 0.01273 P_{\min} W_s (D/\phi^2) \tag{9.12}$$

$$N_{\max} = 0.01273 P_{\max} W_s (D/\phi^2) \tag{9.13}$$

donde:

N_{\min} = cantidad mínima requerida para barras

N_{\max} = cantidad máxima requerida para barras

P_{\min} = porcentaje mínimo de armadura requerido

P_{\max} = porcentaje máximo de armadura requerido

W_s = ancho total de la sección del pavimento (pulg)

D = espesor de la losa de hormigón

= diámetro de barras de acero (pulg)

4) Se adopta $N_{\text{diseño}}$ tal que $N_{\min} \leq N_{\text{diseño}} \leq N_{\max} \times N_{\text{diseño}}$ (debe ser un entero)

En general se recomienda un mínimo de 0.6% de armadura longitudinal, aunque en zonas muy frías puede adoptarse un mínimo de 0.7%.

Como advertencia se debe tener en cuenta que el porcentaje de armadura determinado corresponde a un espesor de losa proyectado, pero si en obra el espesor de la losa resulta mayor del previsto, el porcentaje de armaduras a colocar es menor. Este incremento puede surgir de dos causas: o bien por mal control de obra se construye la losa de más espesor, o bien el hormigón se cuele en los vacíos de la subbase en una cantidad importante incrementando el espesor de la losa.

Tabla 9.9

Parámetros	Prueba 2	Prueba 3	Prueba 3	Prueba 5	Prueba 6
Diámetro barra					
Z					
f_t					
σ_w					
DT_D					
α_s/α_c					
CW					
Criterio de tensión en acero $\sigma_{\text{smáx}}$					
Acero requerido por espaciamiento de fisuras					
Acero mínimo por ancho fisuras					
Acero mínimo por tensión acero					
Armadura mínima P_{\min}					
Armadura máxima P_{\max}					

9.4.7. Diseño de armadura transversal

Esta armadura se coloca tanto en pavimentos con juntas (JRCP) o en pavimentos continuos (CRCP). Se la coloca en zonas donde son de esperar fisuras longitudinales que se mantienen cerradas permitiendo una buena transferencia de cargas minimizando la entrada de agua.

Para el cálculo puede usarse el gráfico de la Figura 9.3 donde la longitud de losa es reemplazada por la distancia entre bordes longitudinales libres. Si en una junta longitudinal hay barras de unión, esta junta no es un borde libre. La fórmula del ábaco de la Figura 9.3 puede transformarse en separación entre barras:

$$Y = \frac{A_s}{P_t D} 100 \quad (9.14)$$

donde:

Y = separación entre barras

A_s = Sección transversal de acero

P_t = porcentaje de acero

D = espesor de losa

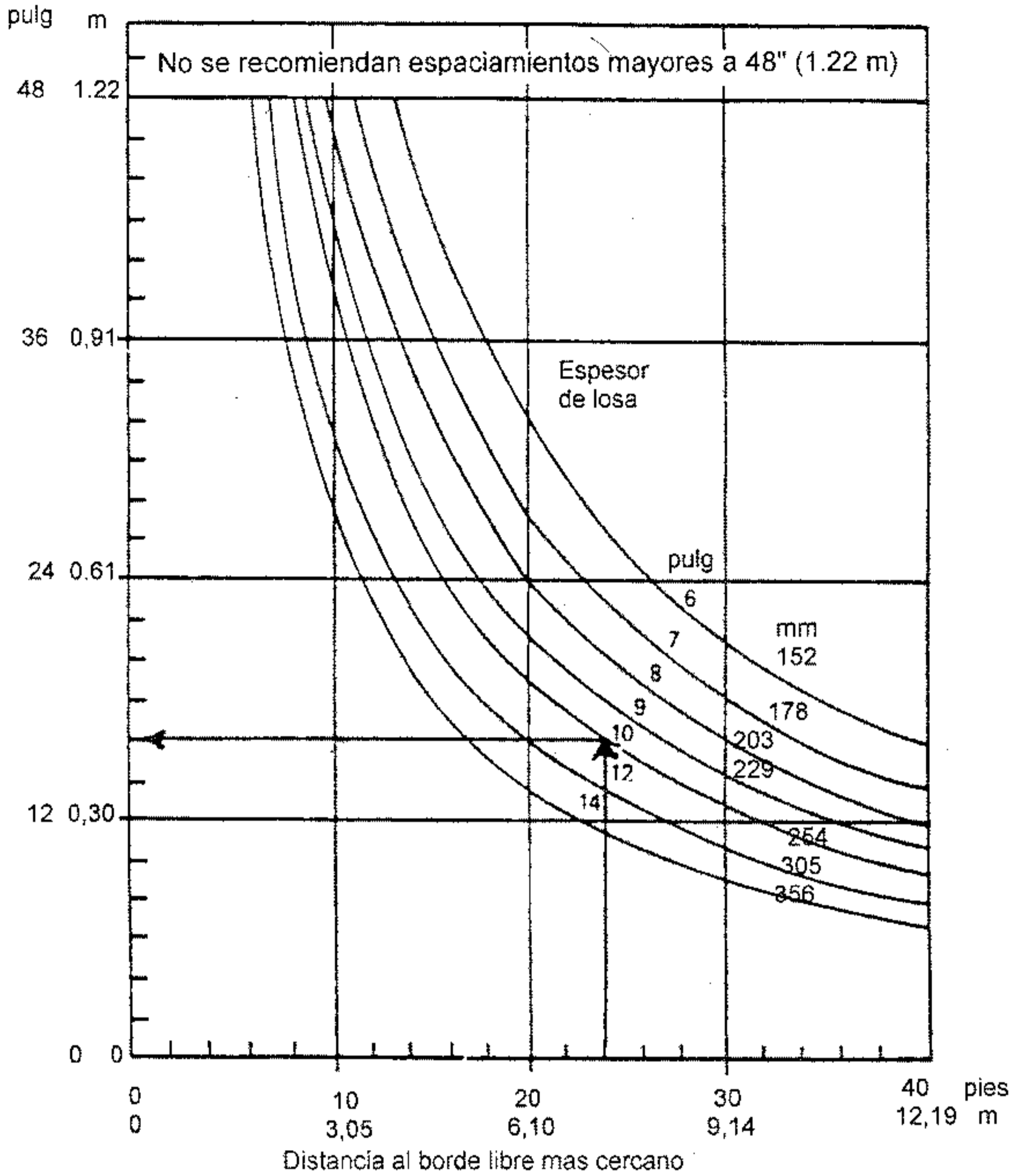
Se recomienda que la separación entre barras, Y, esté entre 36 y 60 pulg (914 a 1524 mm).

9.4.8. Cálculo de barras de unión

Estas barras van ubicadas a lo largo de las juntas longitudinales o entre el borde de calzada y una berma vinculada. El objetivo de estas barras es evitar la separación entre carriles de circulación o el descenso de una respecto a la otra. Sin embargo, no deben unirse muchas losas ya que esto restringiría demasiado el movimiento entre losas creando problemas. El ancho máximo de pavimento que se recomienda unir es de 11.6 m (es decir dos carriles de 3.7 m de ancho, una berma externa de 3 m y una berma interna o faja de seguridad de 1.2 m de ancho).

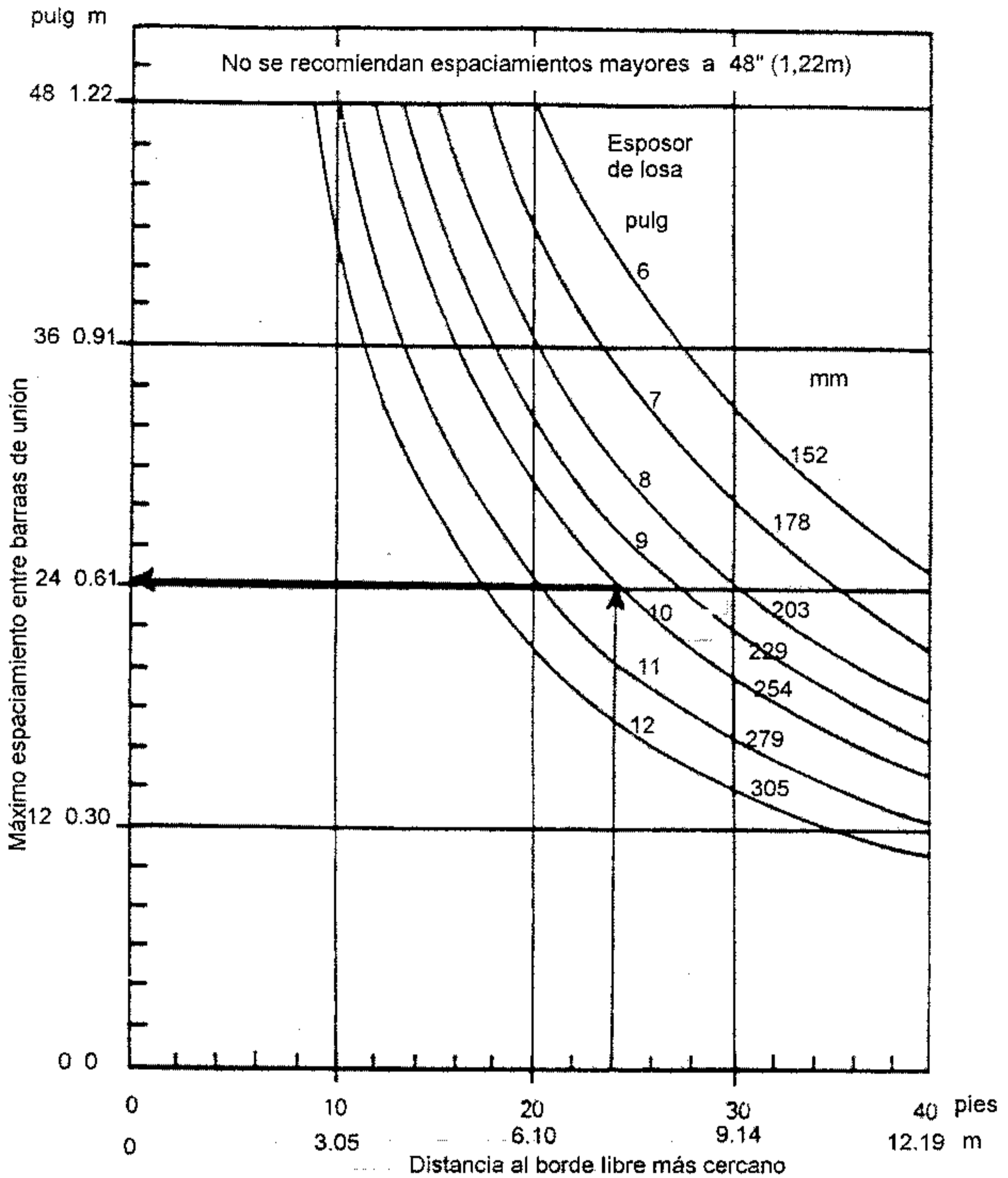
En las Figuras 9.8 y 9.9 se encuentran ábacos para determinar el espaciamiento entre barras para diámetros de barras de 16 mm y 13 mm (5/8 pulg y 1/2 pulg respectivamente). Se entra en abscisas con la distancia al borde libre más cercano y se sigue verticalmente hasta cortar la curva de espesor de losa y de allí horizontalmente hasta cortar el eje de ordenadas que proporciona la separación entre barras. Estos ábacos están hechos para acero Grado 40 y factor de fricción losa - subbase o losa - subrasante igual a 1.5.

Recientemente apareció la tabla 9.14, recomendada por la FHWA (*Concrete Pavement Joints, T 5040. 30 November 30, 1990*), que considera los dos tipos de acero (Grado 40 y Grado 60) y distintos tipos de junta, machihembrada y junta a tope.



Ejemplo: Distancia al borde libre = 24 pies
 D= 10 pulg
 Solución: espaciamiento = 15 pulg

Figura 9.8. Espaciamientos máximos recomendados para barras de unión de 12 mm en pavimentos de hormigón simple. Acero Grado 40.



Ejemplo: Distancia al borde libre = 24 pies
 D= 10 pulg
 Solución: espaciamiento=24 pulg

Figura 9.9. Espaciamientos máximos recomendados para barras de unión de 16 mm en pavimentos de hormigón simple. Acero Grado 40.

Tabla 9.10. Espaciamiento máximo recomendado para barras de unión

Tamaño barras		12 mm									
Acero		Grado 40					Grado 60				
Dist. borde libre (m)		3.05	3.65	4.88	6.71	7.32	3.05	3.65	4.88	6.71	7.32
Dist. Losa mm	Tipo de junta										
229	Machihembrada	0.94	0.79	0.58	0.43	0.41	1.42	1.88	0.89	0.64	0.58
	Junta a tope	0.66	0.56	0.41	0.3	0.28	1.02	0.86	0.64	0.46	0.41
254	Machihembrada	0.86	0.71	0.56	0.41	0.36	1.3	1.07	0.81	0.58	0.51
	Junta a tope	0.61	0.51	0.41	0.28	0.25	0.91	0.76	0.58	0.41	0.36
279	Machihembrada	0.79	0.64	0.51	0.38	0.33	1.19	0.97	0.74	0.53	0.48
	Junta a tope	0.56	0.46	0.36	0.28	0.23	0.86	0.69	0.53	0.38	0.36
305	Machihembrada	0.71	0.58	0.46	0.33	0.30	1.07	0.89	0.69	0.48	0.46
	Junta a tope	0.51	0.41	0.33	0.23	0.23	0.76	0.64	0.48	0.36	0.33

Tamaño barras		16 mm									
Acero		Grado 40					Grado 60				
Dist. borde libre (m)		3.05	3.65	4.88	6.71	7.32	3.05	3.65	4.88	6.71	7.32
Dist. Losa mm	Tipo de junta										
229	Machihembrada	1.50	1.24	0.91	0.66	0.61	2.24	1.85	1.40	1.02	0.91
	Junta a tope	1.07	0.89	0.66	0.48	0.43	1.60	1.32	0.99	0.74	0.66
254	Machihembrada	1.35	1.12	0.84	0.61	0.56	2.01	1.68	1.24	0.91	0.81
	Junta a tope	0.97	0.79	0.61	0.43	0.41	1.42	1.19	0.89	0.66	0.58
279	Machihembrada	1.22	1.02	0.76	0.56	0.51	1.83	1.52	1.12	0.81	0.76
	Junta a tope	0.86	0.74	0.53	0.41	0.36	1.30	1.09	0.79	0.58	0.53
305	Machihembrada	1.12	0.91	0.71	0.51	0.46	1.68	1.40	1.04	0.76	0.71
	Junta a tope	0.79	0.66	0.51	0.36	0.33	1.19	0.99	0.74	0.53	0.51

En la Figura 9.10 se muestra esquemáticamente cuál es la distancia al borde libre a tener en cuenta para usar los ábacos de las Figuras 9.9 y 9.10 o la tabla 9.14. "0" indica bordes libres, para juntas como la "1" la distancia a considerar es W_1 , mientras que para la junta "2" la distancia a considerar es la W_2 .

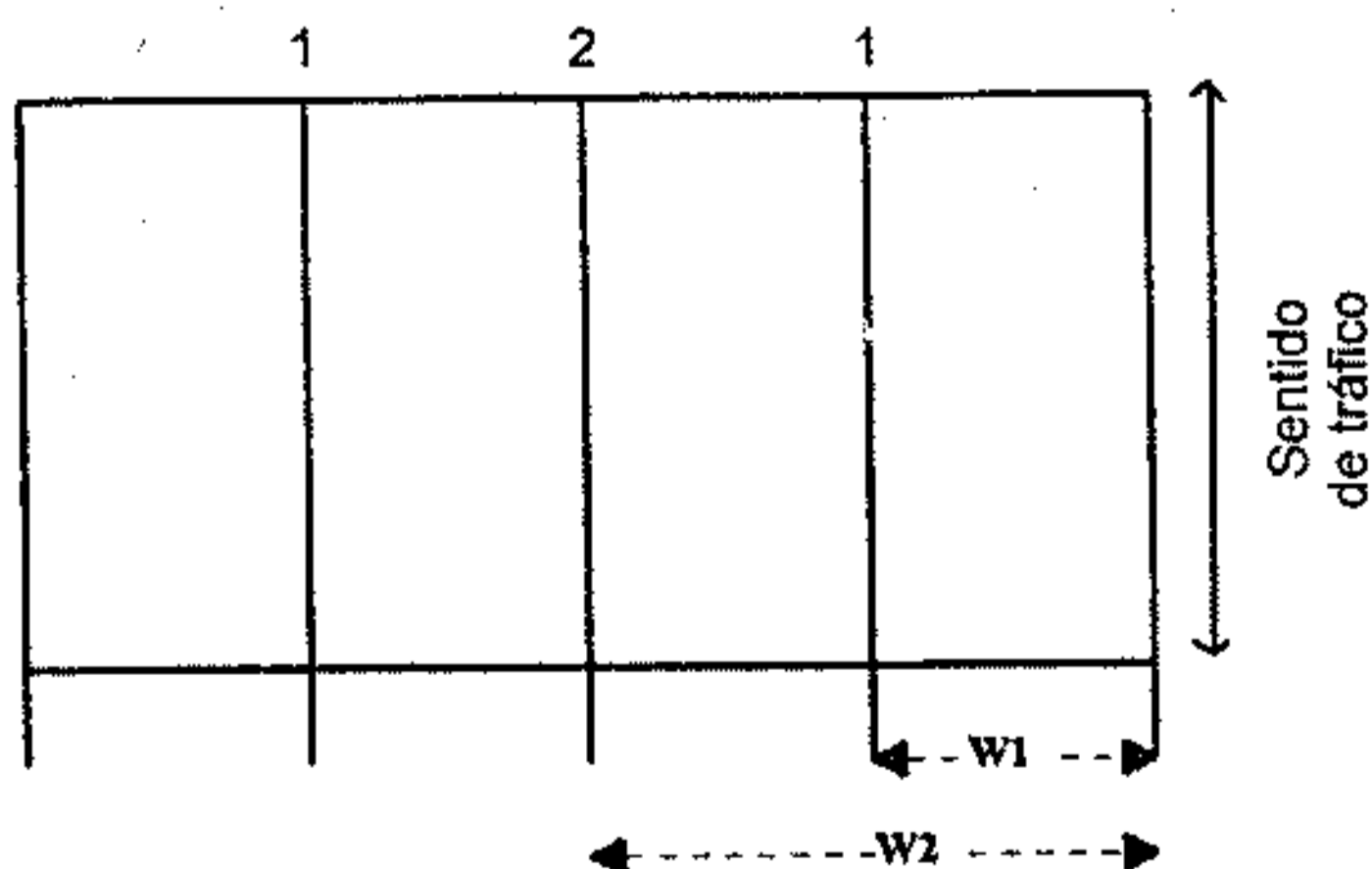


Figura 9.10. Distancia al borde libre para cálculo de barras de unión

9.5. DISEÑO DE JUNTAS

En el diseño de juntas está comprendida la determinación de espaciamiento de juntas longitudinales y transversales, transferencia de cargas, construcción de las juntas y materiales de sellado. Para el diseño geométrico de juntas, especialmente en pavimentos urbanos, recomendamos obtener el archivo electrónico respectivo de la página del IBCH www.ibch.com, en el cual se detalla ampliamente este tema.

9.5.1. Tipos de juntas

Las juntas permiten la contracción y expansión del pavimento, lo cual libera de tensiones a la losa. Básicamente existen tres tipos de juntas:

Juntas de contracción. Son las que se construyen para controlar las fisuras por liberación de tensiones debidas a temperatura, humedad y fricción.

Juntas de expansión. Son las que permiten el movimiento del pavimento sin dañar las estructuras adyacentes (puentes y alcantarillas).

Juntas de construcción. Son las que se colocan al final del día de trabajo o por otro tipo de interrupción en el hormigonado. Preferentemente deben coincidir con una junta de contracción.

9.5.2. Espaciamiento entre juntas

El espaciamiento entre juntas de contracción en pavimentos de hormigón simple depende de muchos factores como ser condiciones locales (materiales y medio ambiente). Tienen una gran importancia en el control de las fisuras transversales como se ve en la Figura 9.11.

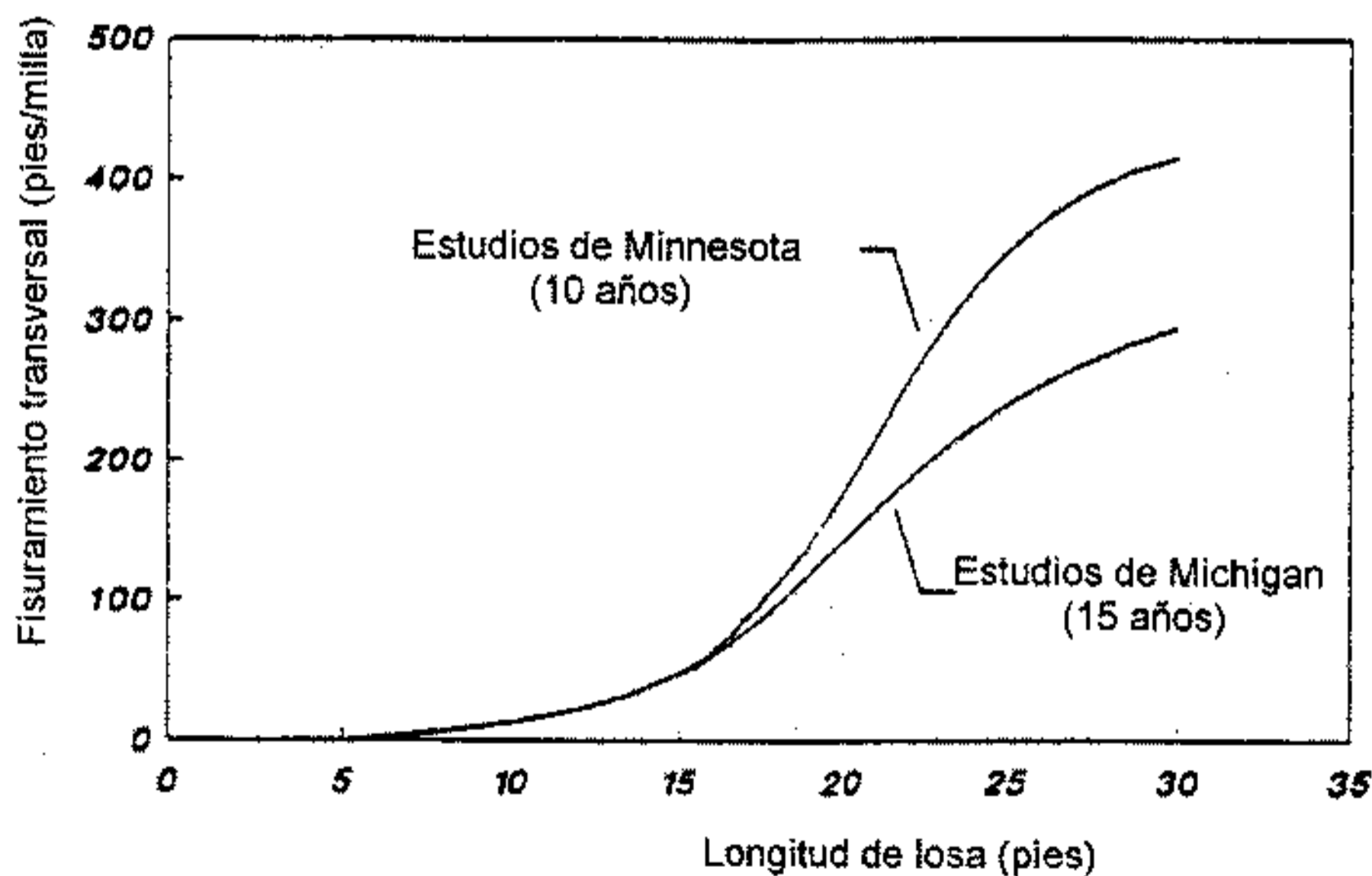


Figura 9.11. Cantidad de fisuras transversales en función de la longitud de la losa, de acuerdo a estudios hechos en Minnesota y Michigan

La AASHTO recomienda que el espaciamiento entre juntas en pies no supere dos veces el espesor de la losa en pulgadas. Como 1 pie equivale a 12 pulgadas, el espaciamiento máximo debe ser 24 veces el espesor de la losa. Por otro lado, el espaciamiento no debe ser mayor que 1.25 veces el ancho de la losa. Siempre se debe usar el menor de ambos valores.

En la Figura 9.12 se muestran las recomendaciones de la PCA en cuanto a separación máxima en función del espesor de losa para distintas condiciones de soporte (subbase no estabilizada y subbase estabilizada). De acuerdo a esta figura, la separación entre juntas no debe exceder 6.1 m (20 pies). Sin embargo, este valor se considera demasiado grande. El IBCH recomienda no superar los 4.50 m, valor que debería usarse para losas mayores o iguales a 22 cm de espesor.

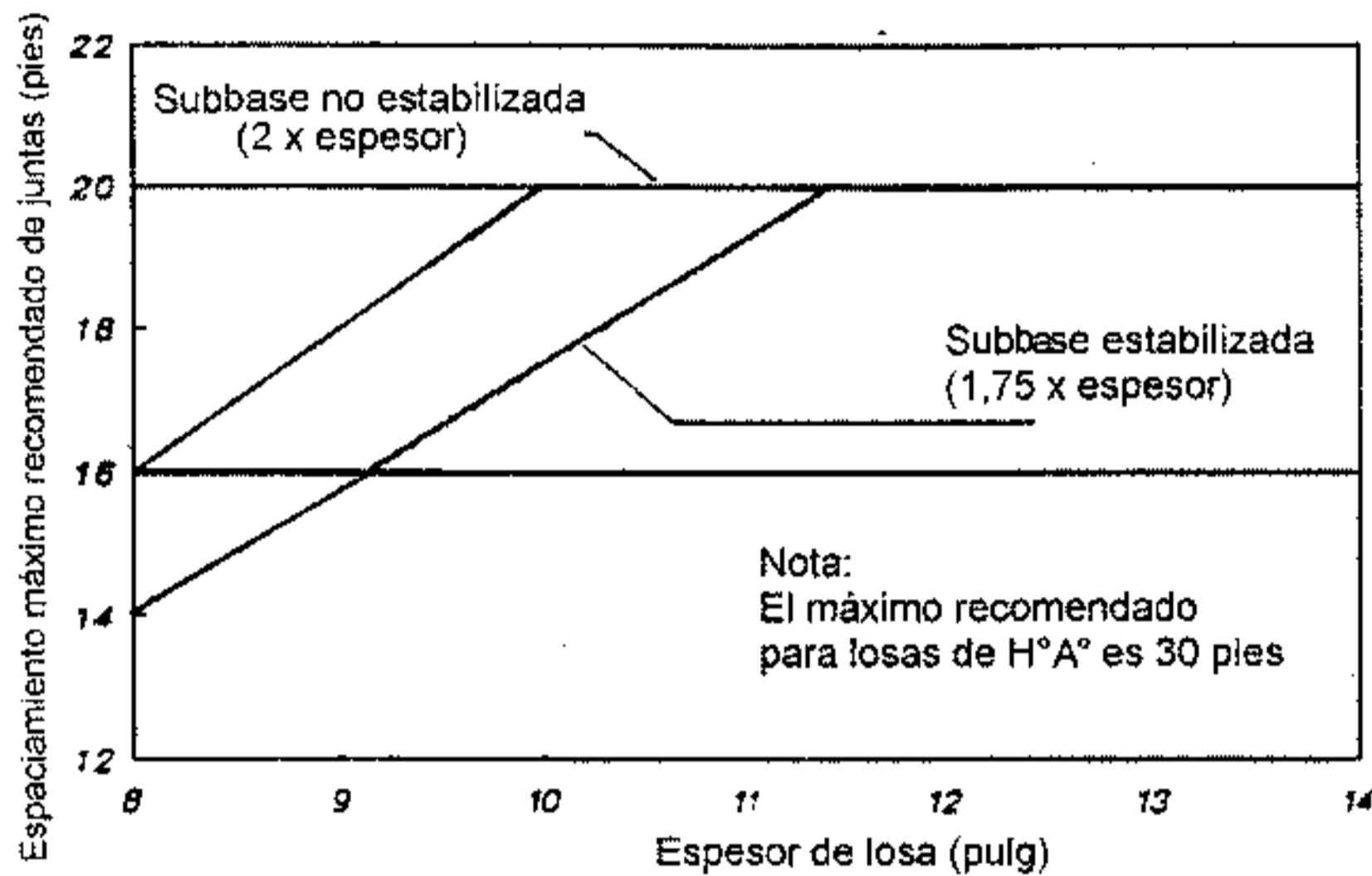


Figura 9.12. Espaciamiento máximo recomendado en función del espesor de losa y distintas condiciones de soporte (ACPA y PCA, 1990)

Para el caso de pavimentos de hormigón armado con juntas, el espaciamiento máximo puede ser de 9.1 m (30 pies). Sin embargo, este valor también resulta excesivo y se debería reducir.

9.5.3. Juntas oblicuas (enviajadas)

Son juntas que se ubican a un cierto ángulo con respecto a la línea central. Se ubican en el sentido contrario a las agujas del reloj con respecto a la dirección del tránsito, de manera tal que el ángulo obtuso en el borde externo esté en la losa de adelante. El esviaje a adoptar es de 0.60 por carril, lo cual da un ángulo de 80° con la línea central. El objetivo de las juntas oblicuas es minimizar el efecto de fallas de juntas, ya que reciben alternadamente la carga de una u otra rueda y no las dos simultáneamente. De esta manera se logra mejorar la calidad del pavimento. (Figura 9.13)

Es importante explicar que el ángulo de esviaje no debe ser muy grande para que no se produzcan fisuras cerca de las juntas y que esta solución no puede emplearse cuando se usan canastillos para barras pasajuntas puesto que las mismas deben ser paralelas al eje y construir un canastillo de esas

características y colocarlo perfectamente alineado no es una tarea fácil, sin embargo existen algunos insertadores automáticos de barras montados sobre pavimentadoras deslizantes que permiten el colocado de barras enviajadas garantizando su correcta alineación. Únicamente en este caso sería recomendable esta solución con barras de transferencia, de lo contrario su uso quedaría restringido al caso de losas sin pasadores.

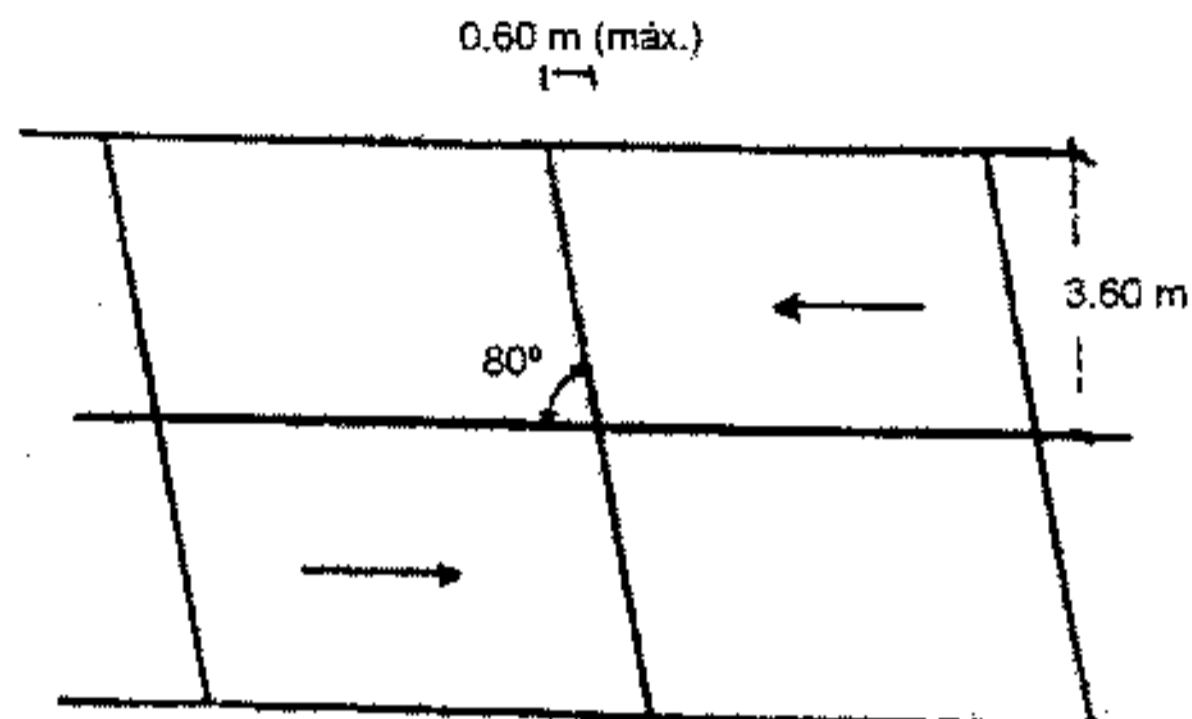


Figura 9.13. Juntas oblicuas o enviajadas

Las ventajas de las juntas oblicuas son:

- Reducción de tensiones y deflexiones en juntas.
- Menor reacción de impacto en los vehículos cuando cruzan las juntas.

9.5.4. Espaciamiento entre juntas al azar

También llamado "random spacing", consiste en colocar una serie de distintos espaciamientos que se repiten según un patrón determinado. Se lo hace para evitar la resonancia en vehículos cuando transitan a una determinada velocidad en una calzada con una separación constante entre juntas. Se lo recomienda para el caso en que la máxima separación entre juntas no excede de 4.6 m (15 pies). Es un aspecto poco utilizado y considera el uso de un patrón de distintas separaciones entre juntas, de acuerdo a investigaciones se mostró que los patrones del espaciamiento de la losa de 2.30 m o menos deben ser evitados (Guía de Diseño AASHTO, Parte 2, Capítulo 3 inciso 3.3.2.).

9.5.5. Transferencia de cargas en juntas

Las cargas de tránsito deben ser transmitidas de una manera eficiente de una losa a la siguiente a través de las juntas para minimizar las deflexiones en las mismas. Las deflexiones excesivas producen bombeo de la subbase y posteriormente fisuración. La transferencia de cargas en juntas se puede lograr mediante trabazón entre agregados o mediante dispositivos mecánicos llamados barras pasadoras o pasajuntas. Como se verá más adelante las barras pasajuntas se colocan en las juntas transversales que son las más solicitadas por el tráfico, sin embargo, la junta longitudinal también está sujeta al paso de camiones de un carril a otro y aunque en menor magnitud requiere de transferencia de cargas.

Puesto que la junta longitudinal en el caso de carreteras cuenta con una barra de amarre, la misma no se separa lo que maximiza la interacción de agregados. Las barras de amarre son normalmente de 12 mm y también cooperan con la transferencia. Adicionalmente, en la Figura 9.14 se indican recomendaciones

para juntas machihembradas, aunque esta práctica está perdiendo vigencia puesto que se debilita la sección de la losa y pueden producirse fisuras longitudinales por debilitamiento de la sección, por lo cual se prefiere el uso de juntas rectas con barras de amarre, las que se pueden obviar cuando se colocan cordones de acero.

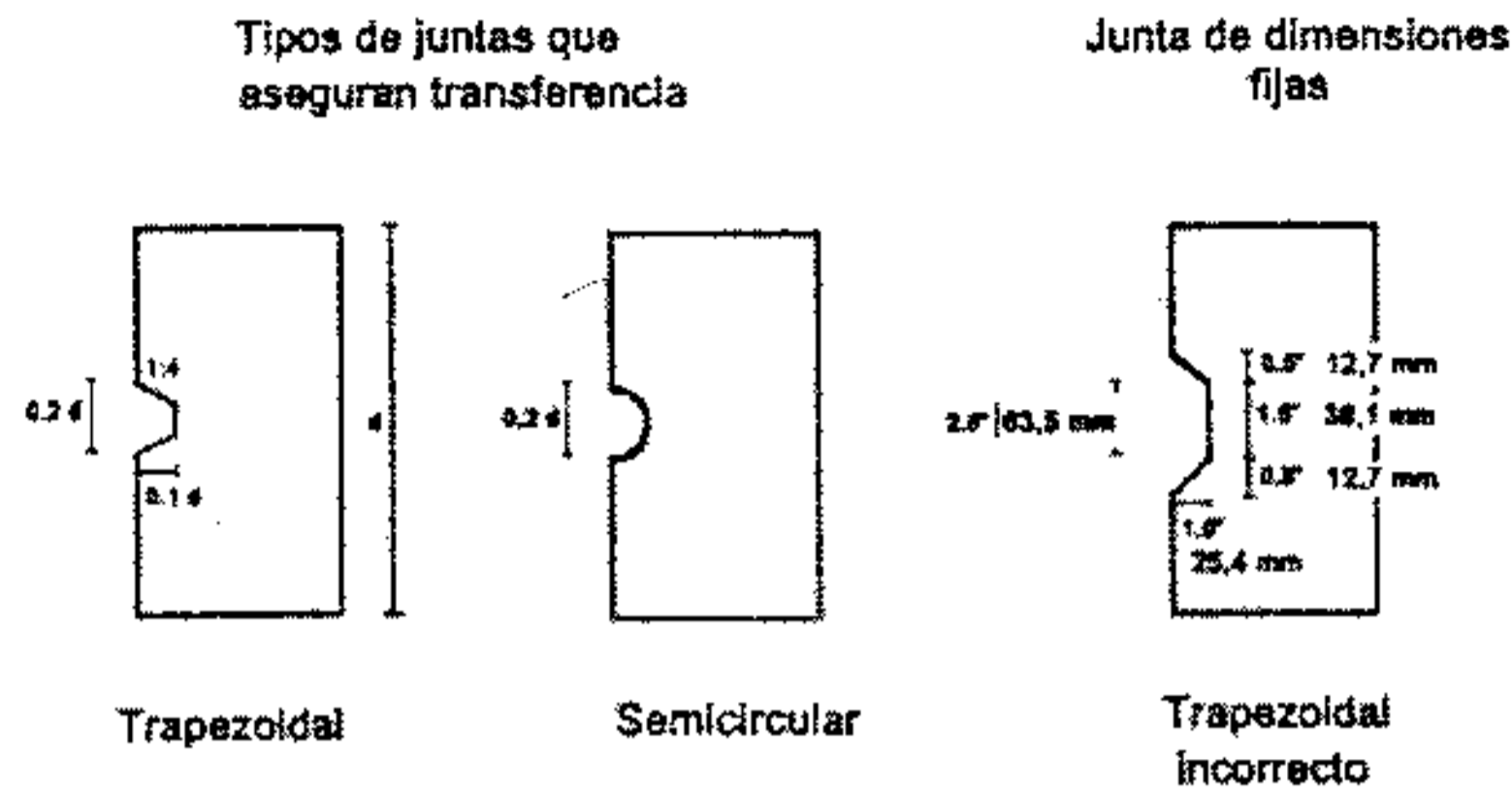


Figura 9.14. Distintos tipos de juntas longitudinales machihembradas (recomendables par losas mayores a 25 cm de espesor)

La transferencia de cargas se puede definir usando deflexiones o tensiones en la junta. La transferencia de carga en deformaciones es:

$$LT_{\delta} = \left(\frac{\delta \text{ no cargada}}{\delta \text{ cargada}} \right) \tag{9.15}$$

donde:

- LT_{δ} = transferencia de cargas por deformaciones
- δ no cargada = deflexión de la losa adyacente no cargada
- δ cargada = deflexión de la losa cargada

Una transferencia de cargas perfecta o del 100% se da cuando la losa no cargada tiene una deflexión igual a la de la losa cargada. Una transferencia de cargas nula se da cuando la losa no cargada no experimenta ninguna deflexión. En la Figura 9.15 se ilustran los dos casos extremos.

La transferencia de cargas en tensiones es:

$$LT_{\sigma} = \frac{(\sigma \text{ no cargada})}{\sigma \text{ cargada}} \tag{9.16}$$

donde:

- σ no cargada = tensión en la losa no cargada
- σ cargada = tensión en la losa cargada

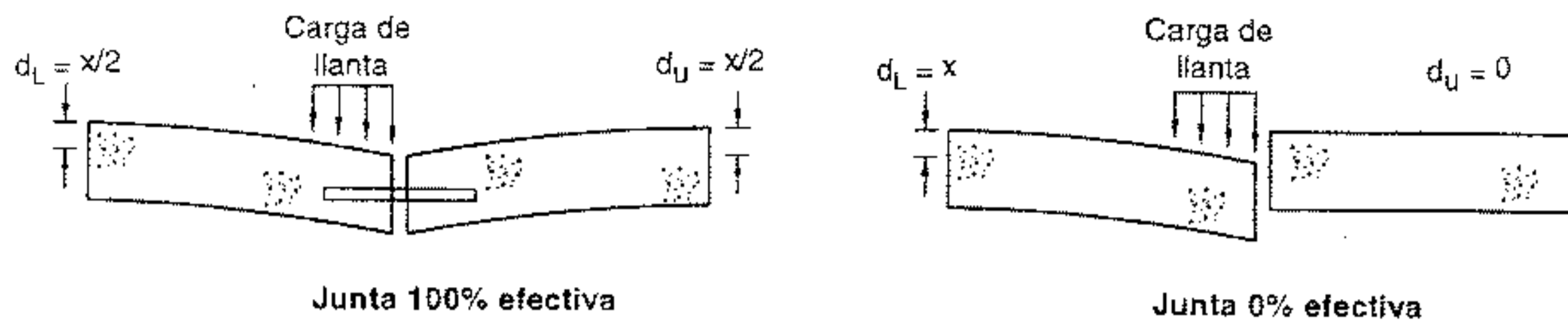


Figura 9.15. Ilustración del concepto de transferencia de cargas

Es necesario tener en cuenta que LT_s es distinto a LT_o y en la Figura 9.16 se representa la relación entre ambas en base a resultados obtenidos mediante elementos finitos.

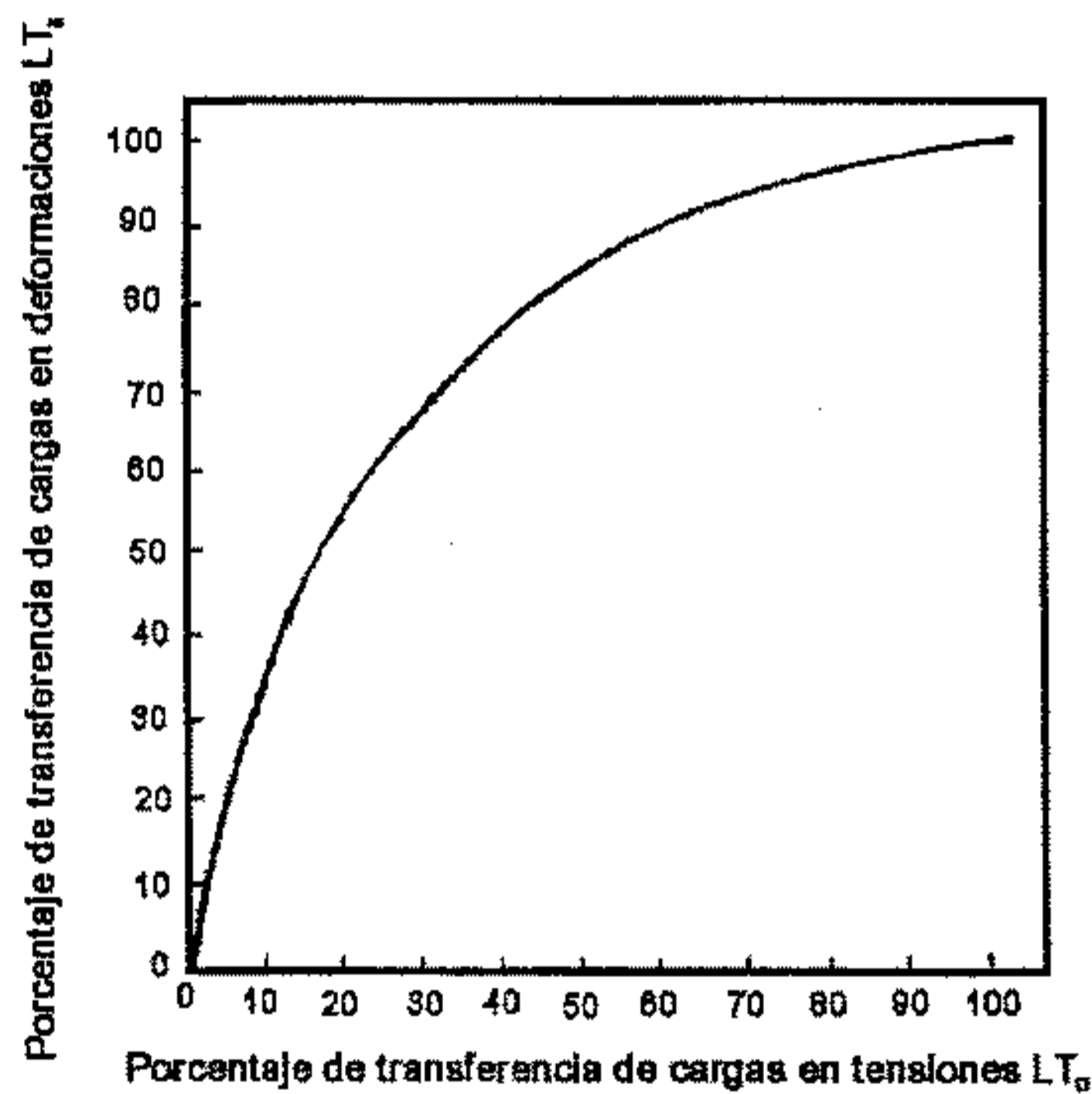


Figura 9.16. Relación entre LT_s y LT_o

Cualquiera de estos dos parámetros define la eficiencia de una transferencia de cargas. Generalmente se recomiendan transferencias de carga en deflexiones del 75% o más, pero siempre teniendo en cuenta la magnitud de las deflexiones o tensiones. Por ejemplo un pavimento puede tener altos valores de LT_o , pero en esquinas sus losas pueden sufrir grandes deformaciones y tensiones que pueden llevar al bombeo de finos y posterior rotura.

En el diseño, la diferencia de una transferencia de cargas está presente en la elección del valor J , pero su único efecto en el cálculo es incrementar o reducir el espesor de losa. Esto no es un fiel reflejo de la realidad dado que losas de gran espesor bajo condiciones de tránsito pesado pueden tener bombeo y fallas si no se colocan barras pasadoras.

El mecanismo de trabazón entre agregados para juntas sin pasadores disminuye cuando la junta se abre. Si la abertura es mayor de 0.76 a 0.89 mm desaparece la trabazón entre agregados. Esto obliga a colocar juntas más próximas.

Es recomendable colocar siempre barras pasadoras, dejando las juntas sin barras (trabajan por trabazón entre agregados) para caminos de bajo tránsito, pavimentos urbanos o en zonas de poca amplitud térmica.

Las características de los pasadores no requieren de grandes cálculos. Las dimensiones recomendadas por AASHTO son:

Diámetro de pasadores	= 1/8 espesor de losa
Longitud	= 18 pulgadas (45 cm)
Espaciamiento	= 12 pulgadas (30 cm)

Se recomienda embeberlas con pintura epóxica para prevenir la corrosión y posteriormente colocarles una capa muy delgada de grasa o aceite sucio para permitir su libre movimiento. Este antiadherente puede colocarse en la mitad de la barra o en toda la barra, recomendándose esta última opción para facilitar el deslizamiento de la barra. En caso de utilizar equipos de alto rendimiento con insertadores automáticos de barras, las barras deben llevar un barniz antiadherente y de ninguna manera grasa o aceite sucio.

9.5.6. Formación de juntas y dimensiones del reservorio

9.5.6.1. Profundidad inicial de la junta

La profundidad de las juntas longitudinales y transversales debe ser tal que asegure que la fisura tendrá lugar en ese sitio. La profundidad de las mismas debe ser:

Juntas transversales	= 1/4 espesor de losa
Juntas longitudinales	= 1/3 espesor de losa

Estas juntas pueden hacerse por aserrado, colocando moldes metálicos o plásticos o formando juntas. La manera más común de hacer la junta es por aserrado y es quizás la más efectiva. La parte crítica de este método es elegir bien el momento en que el mismo será ejecutado. Un aserrado ejecutado muy pronto puede provocar un desportillamiento del hormigón en las adyacencias de las juntas y un aserrado muy tardío producirá fisuras por la retracción del hormigón. Este tiempo es muy variable y depende de las condiciones de curado y de dosificación del hormigón.

9.5.6.2. Determinación de las dimensiones para el reservorio de juntas

Para determinar las dimensiones del reservorio para ubicación del material de sellado se requiere considerar los movimientos de apertura y cierre de la junta y tipo de material de sellado a usar. La apertura y cierre depende de la longitud de la losa, cambios de temperatura, coeficiente térmico del hormigón y la fricción entre losa y subbase. La apertura media en una junta es:

$$\Delta L = C L [(\alpha_c T) + Z] \quad (9.17)$$

donde:

ΔL = apertura de junta por variaciones de temperatura y contracción por secado (pulg o mm)

α_c = coeficiente de contracción térmica del hormigón $^{\circ}\text{F}^{-1}$ ó $^{\circ}\text{C}^{-1}$

T = rango de temperatura (diferencia de temperatura en el momento de vaciado del hormigón y la mínima) ($^{\circ}\text{F}$ ó $^{\circ}\text{C}$)

Z = retracción por secado del hormigón

L = espaciamiento entre juntas (pulg o mm)

C = factor de ajuste, función de la fricción entre losa y subbase. $C = 0.80$ para subbase granular no tratada. $C = 0.65$ para subbase estabilizada.

El ancho de junta requerido es:

$$W = \frac{\Delta L}{S} \quad (9.18)$$

donde:

W = ancho de junta de contracción

ΔL = apertura de junta causada por cambios de temperatura y contracción por secado del hormigón

S = deformación específica admisible del material de sellado. Para asfalto $S = 0.25$ mm/mm (25%) y para selladores de siliconas $S = 0.50$ mm/mm (50%).

Para selladores formados in situ, la profundidad del reservorio se determina en función del factor de forma deseado para la junta (relación ancho/profundidad). Este factor de forma depende de la naturaleza del sellador y varía entre 0.5 y 2.0, con un valor típico de 1.0 para selladores asfálticos y de 2.0 para selladores de silicona.

Los selladores prefabricados se colocan en las juntas a presión y deben quedar comprimidos entre un 20 y un 50% de su ancho normal durante toda su vida. En este caso, las dimensiones del reservorio son aconsejadas por el fabricante.

9.6. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD PARA ESPESORES DE LOSA

Para analizar la sensibilidad de las distintas variables que entran en el diseño de un pavimento de hormigón se consideran una serie de datos y se hace variar uno de ellos por vez manteniendo constantes los restantes. Esto se puede hacer mediante el programa DIPAV. En la Figura. 9.17 se muestra la entrada de datos tal como aparece en pantalla.

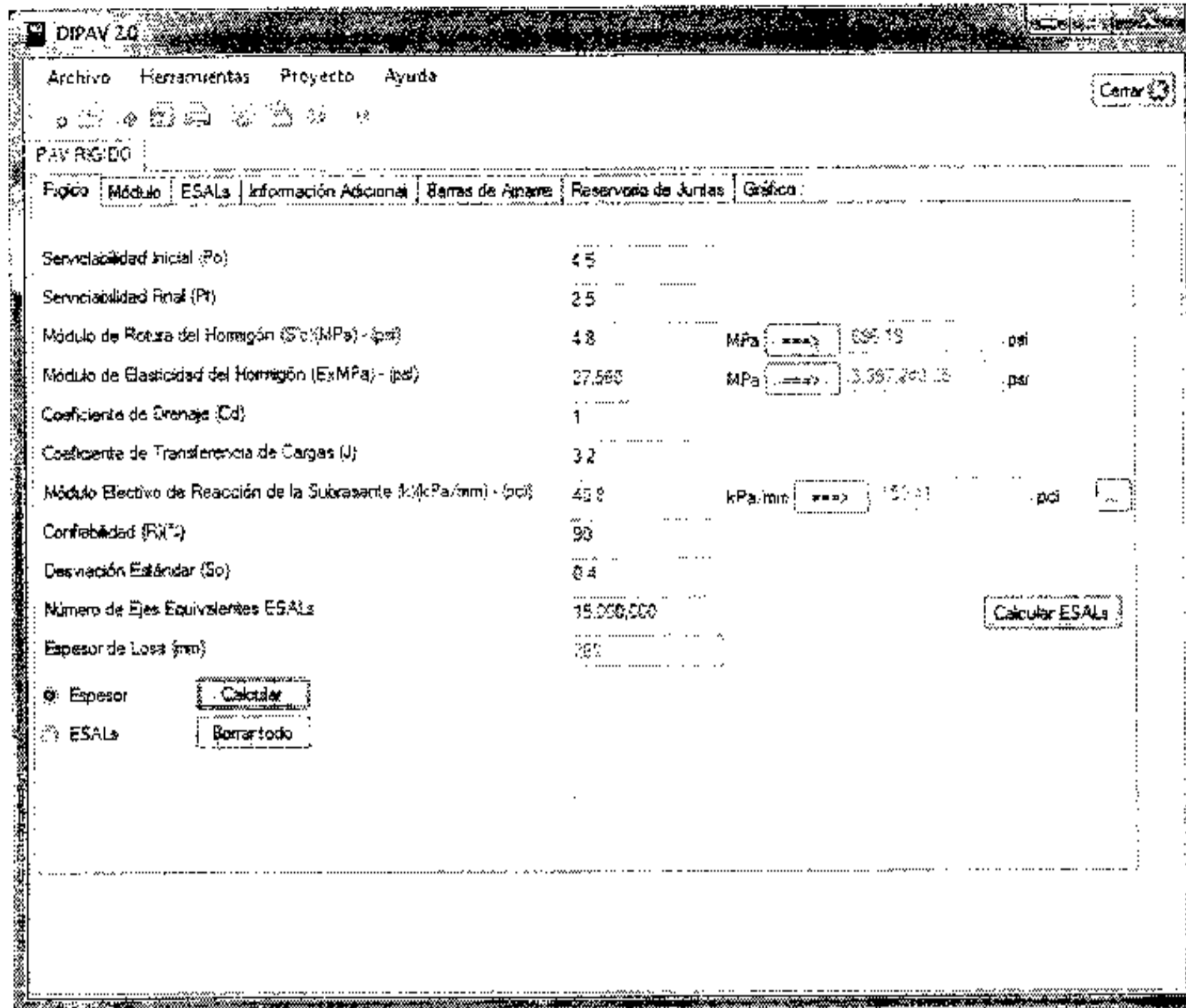


Figura 9.17. Entrada de datos tal como aparecen en pantalla

En la Figura 9.18 se muestra el efecto del tránsito sobre el espesor de la losa. Un incremento en ESALs de 2 a 30 millones produce un incremento en el espesor de 105 mm. Este incremento es más importante a bajos niveles de tránsito; y secciones más delgadas.

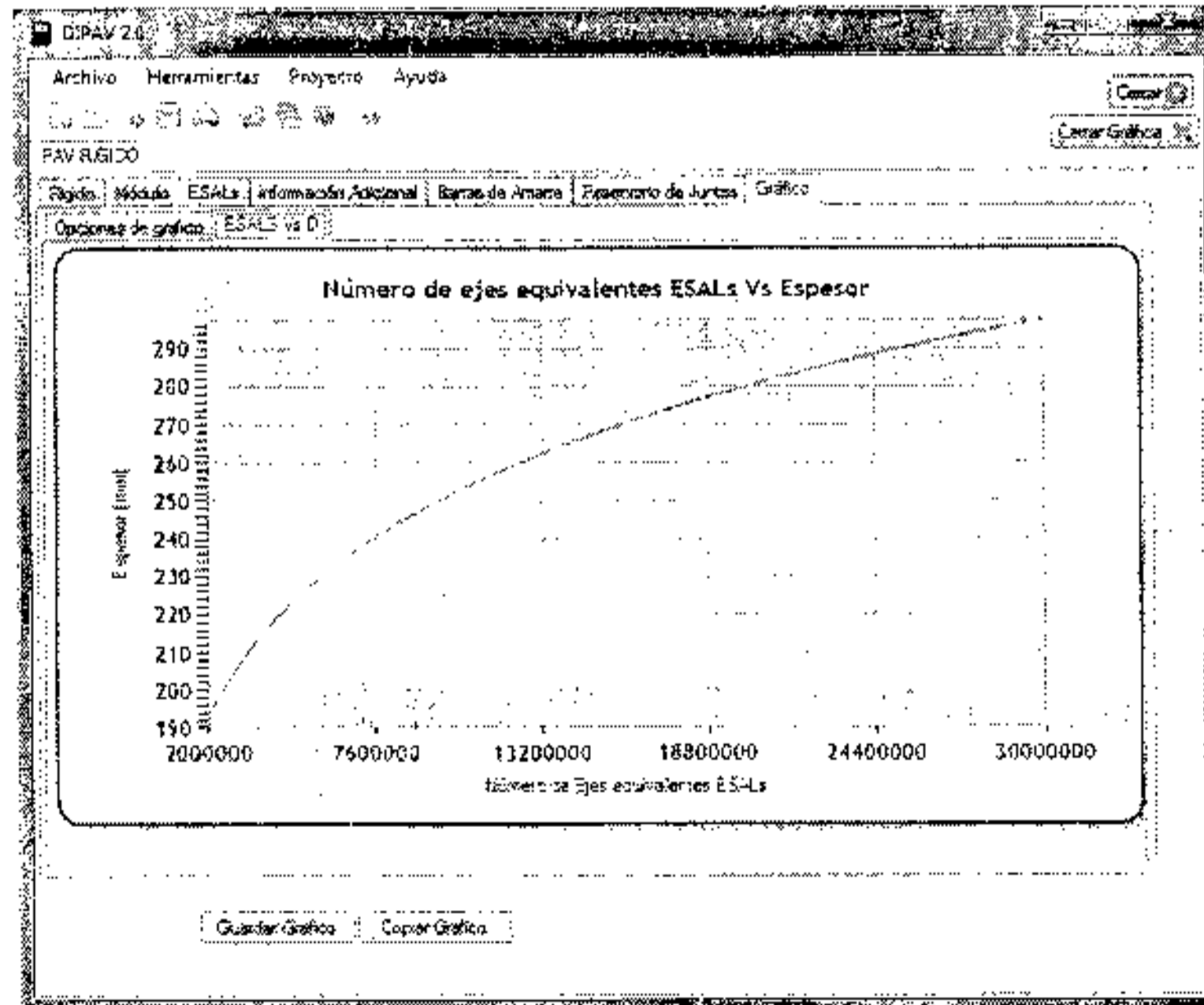


Figura 9.18. Sensibilidad con respecto al tránsito

En la Figura 9.19 se muestra el efecto del cambio en la serviciabilidad. Un cambio en la serviciabilidad final de 1.0 a 3.0 produce un incremento del espesor de la losa de 36 mm.

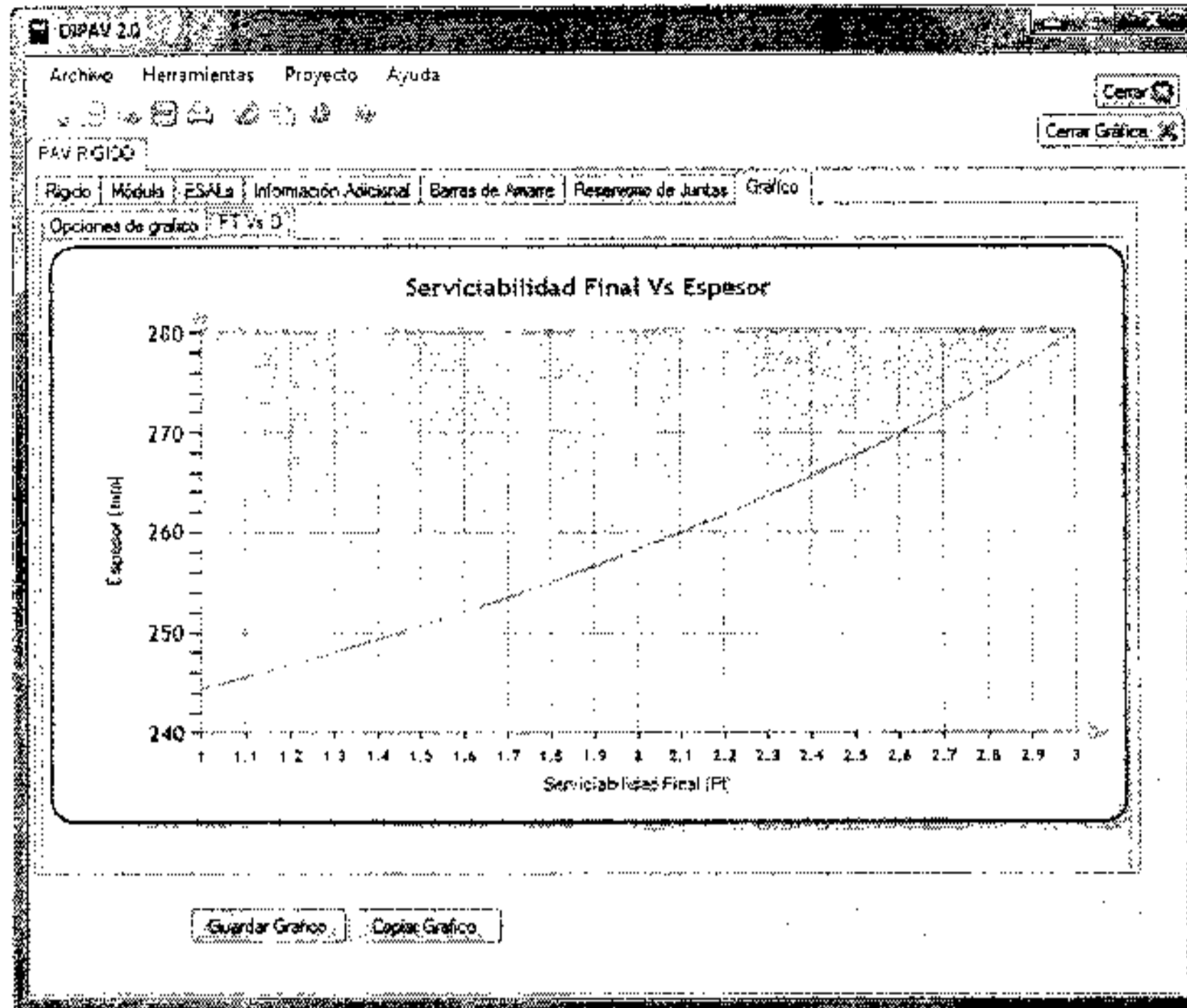


Figura 9.19. Sensibilidad con respecto a la serviciabilidad final

En la Figura 9.20 se ve el efecto significativo del módulo de rotura Sc' del hormigón en el espesor de la losa. Un incremento de 2.8 a 8.3 MPa (400 a 1200 psi) produce una disminución de espesor de 156 mm.

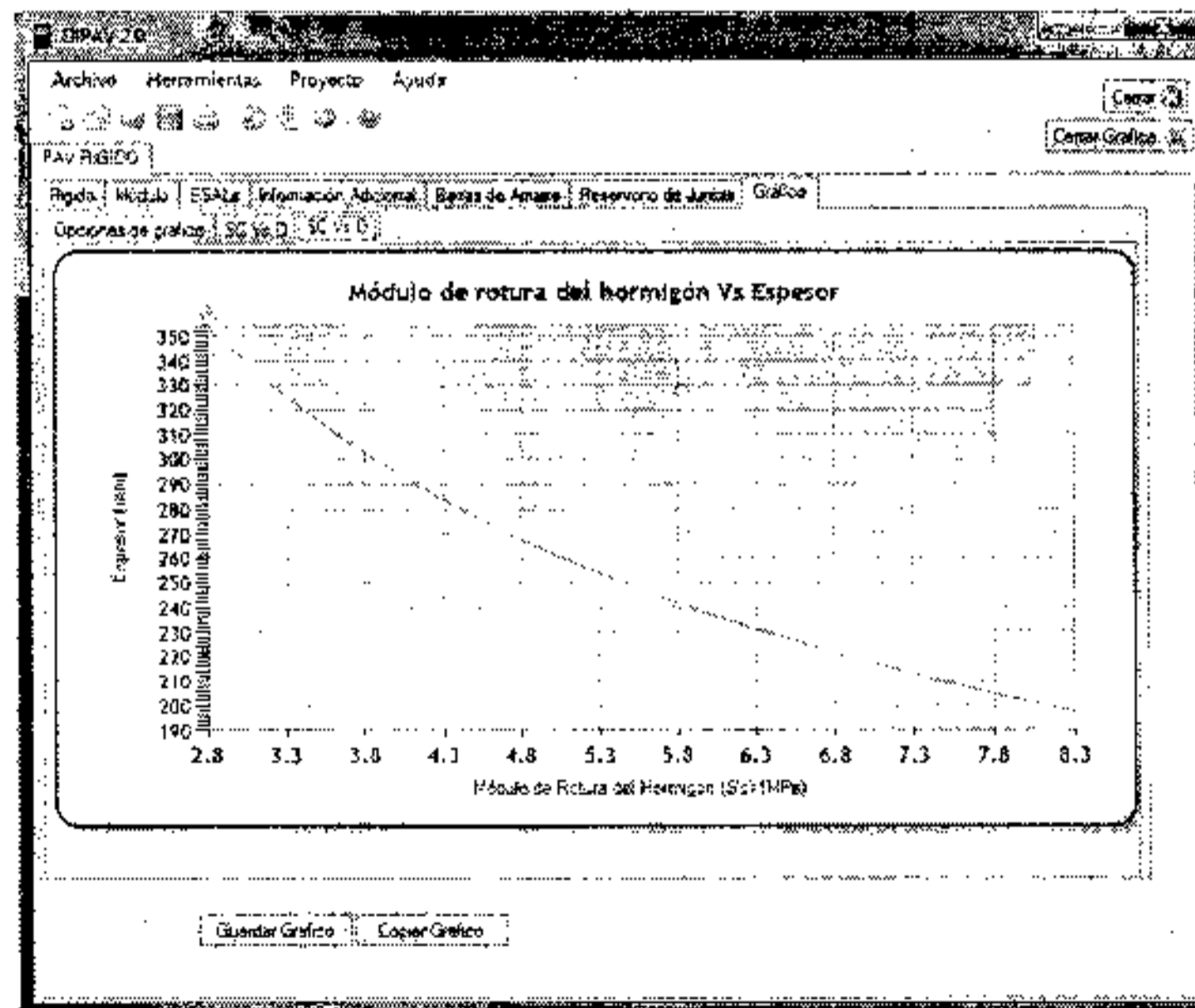


Figura 9.20. Sensibilidad con respecto al módulo de rotura

En la Figura 9.21 se muestra el efecto del módulo elástico del hormigón sobre el espesor de la losa. Se observa que la sensibilidad es baja. En efecto, un incremento de E_c de 15 GPa a 40 GPa produce una variación del espesor de sólo 12 mm.

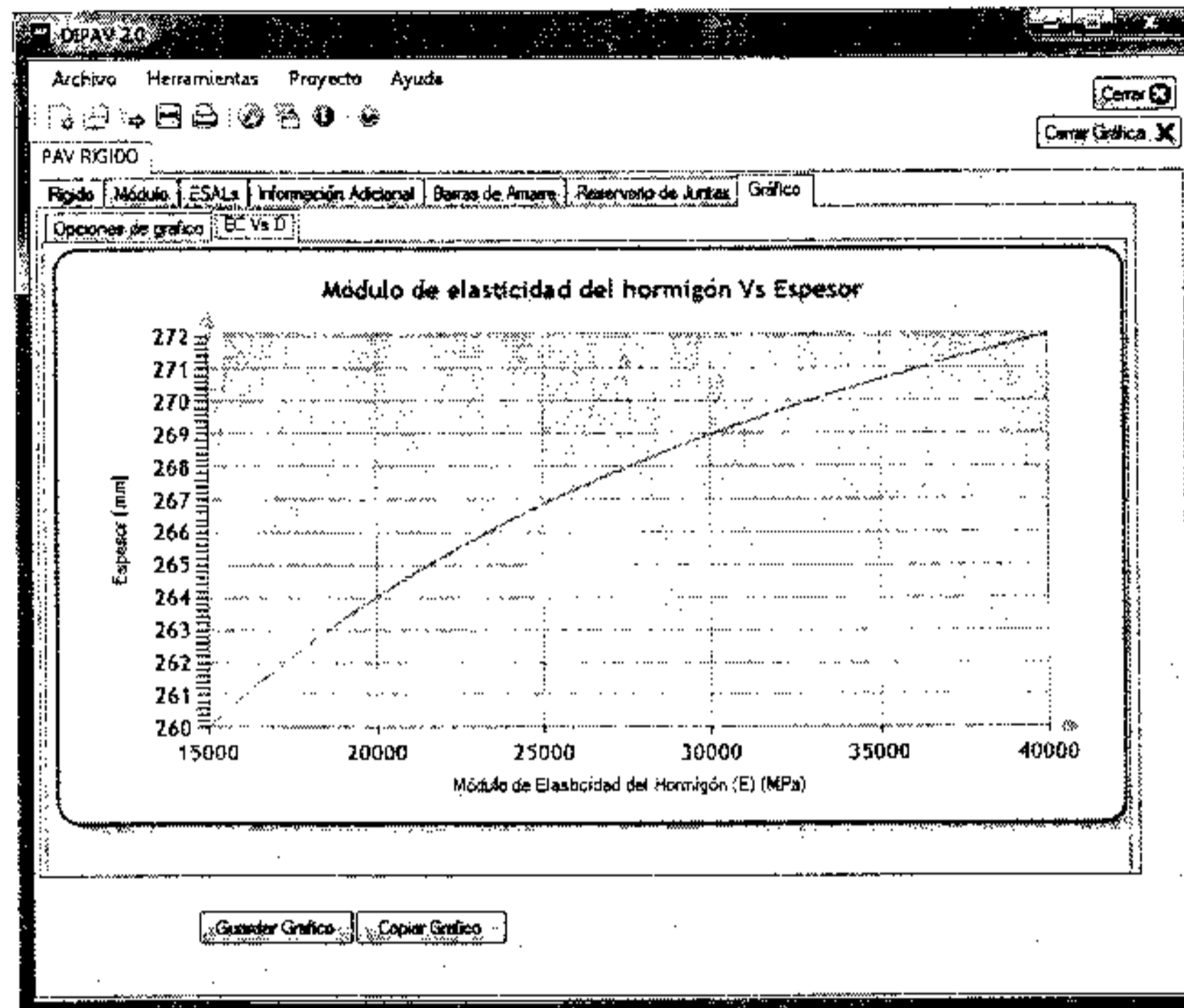


Figura 9.21. Sensibilidad con respecto al módulo elástico

Como hecho curioso, es de notar que el efecto del módulo de rotura y del módulo elástico son antagónicos sobre el espesor de la losa, lo cual aparentemente va contra nuestra intuición. Este fenómeno puede ser explicado por el hecho de que el módulo de rotura mide resistencia a la flexión y que el módulo elástico mide rigidez. Las losas más rígidas son más fuertes, pero más frágiles, y por lo tanto se fisurarán más pronto que una losa más elástica. Por este motivo es una variable que merece especial atención.

En la Figura 9.22 se ve el efecto del módulo de reacción de la subrasante sobre el espesor de la losa. Un incremento de k de 30 a 110 KPa/mm produce una disminución del espesor de 17 mm, por lo que la sensibilidad es sumamente baja.

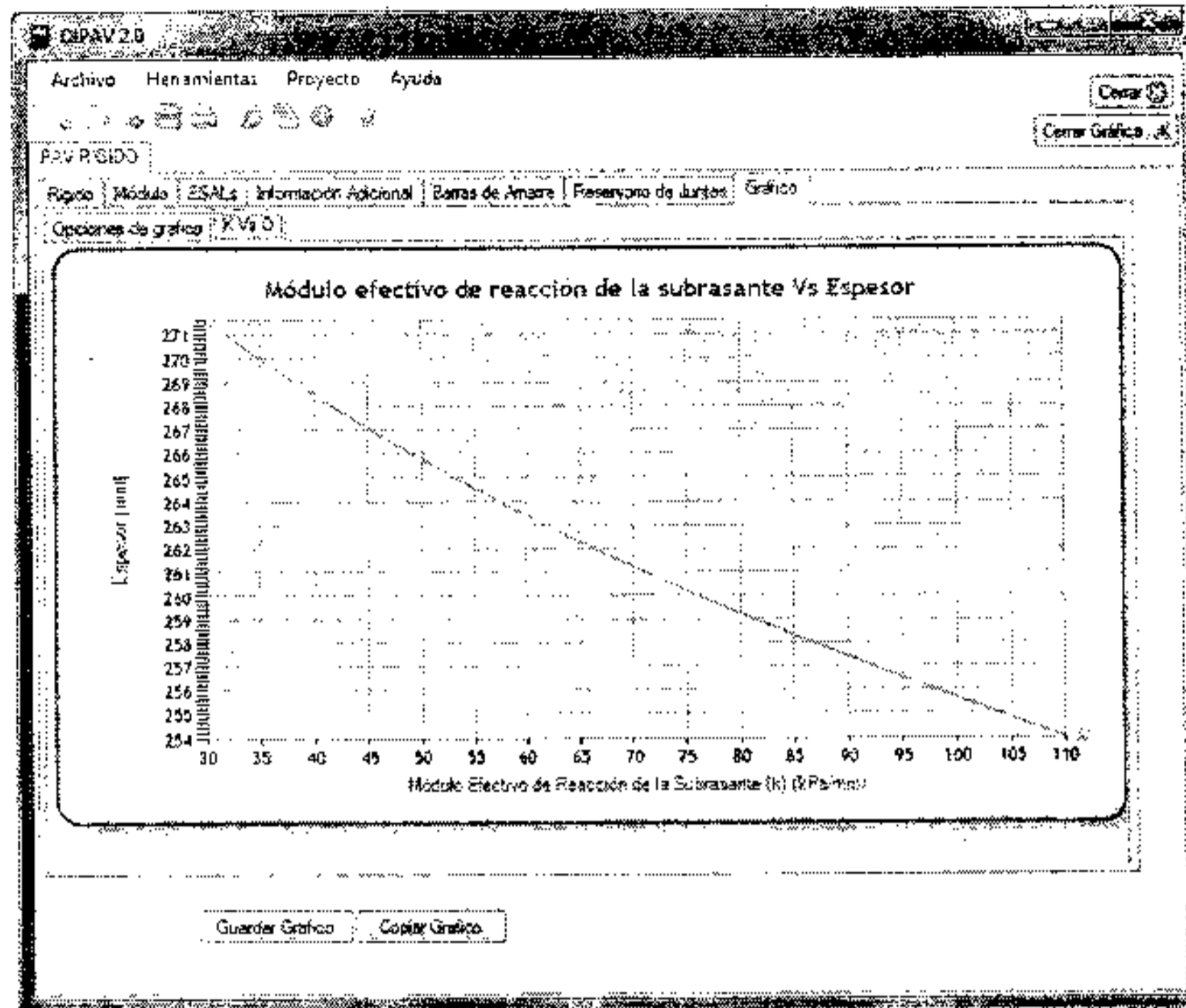


Figura 9.22. Sensibilidad con respecto al módulo de reacción de la subrasante

En la Figura 9.23 se ve el efecto de la confiabilidad sobre el espesor. Este varía mucho con R , si ésta es mayor del 90%. Un incremento de la confiabilidad entre el 50 y el 90% produce el mismo incremento de espesor de losa que variando la confiabilidad entre 90 y 99%.

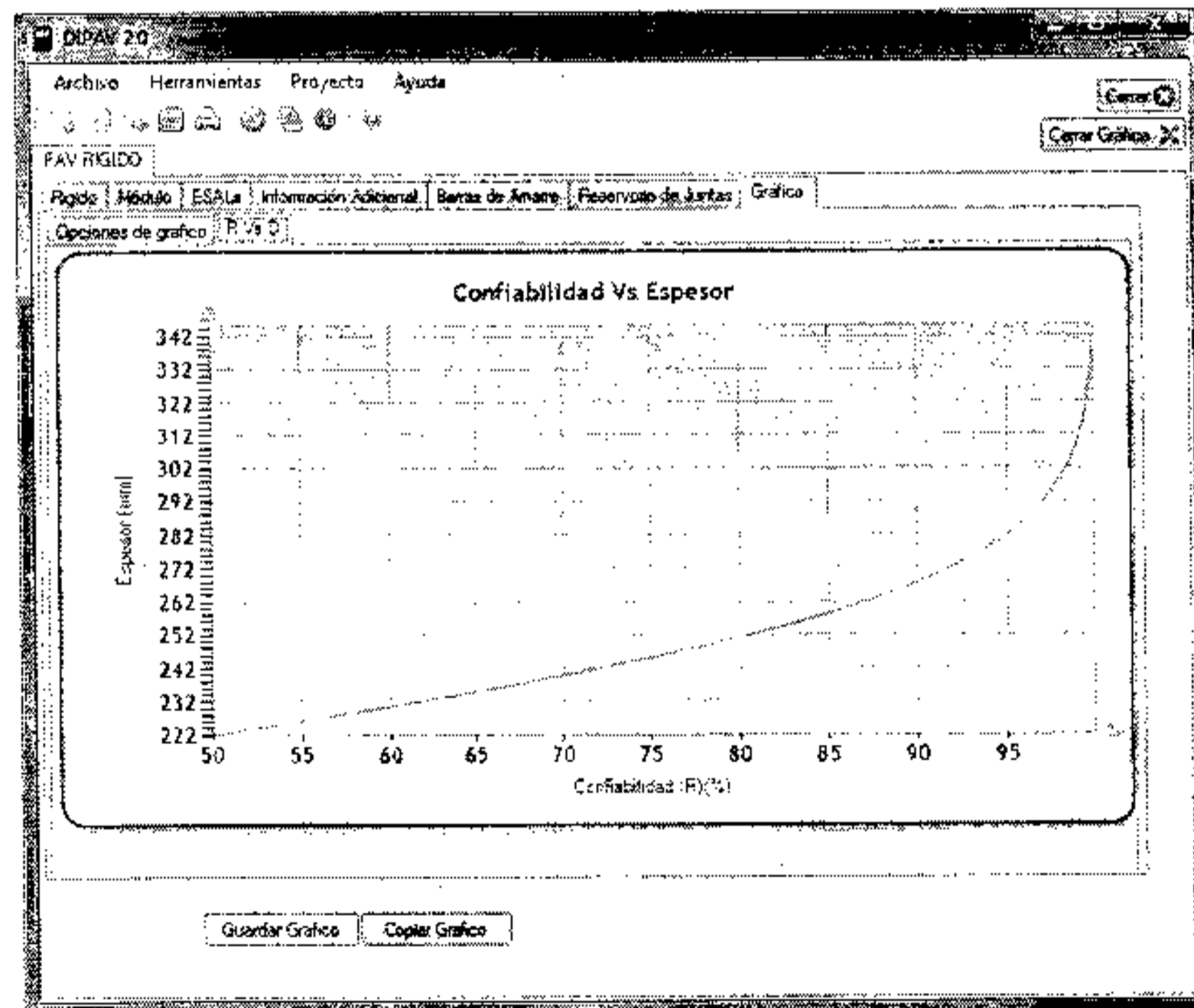


Figura 9.23. Sensibilidad con respecto a la confiabilidad

En la Figura 9.24 se ve el efecto del desvío estándar de las variables sobre el espesor de la losa. El efecto es muy pequeño y lineal debido a la forma en que está introducido S_0 en la fórmula de diseño.

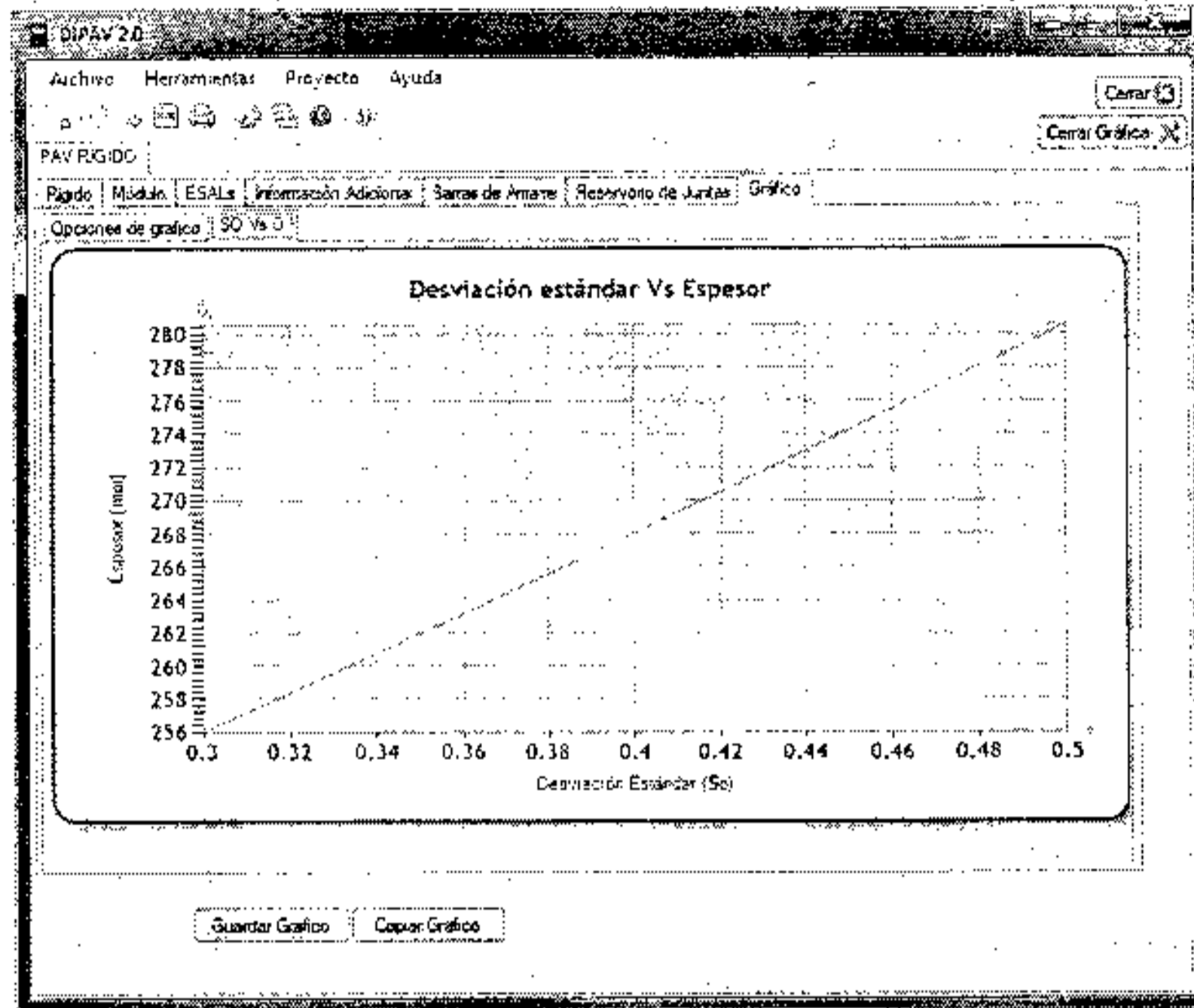


Figura 9.24. Sensibilidad con respecto al desvío estándar

En la Figura 9.25 se aprecia el efecto del coeficiente de transferencia de carga en el espesor de diseño. La variación es grande ya que incrementando J , de 2.4 a 4.4 se produce un incremento de espesor de losa de 87 mm. De aquí se deduce la importancia de implementar buenos mecanismos de transferencia de cargas y este coeficiente (a pesar de la poca guía de AASHTO), debe determinarse con precaución.

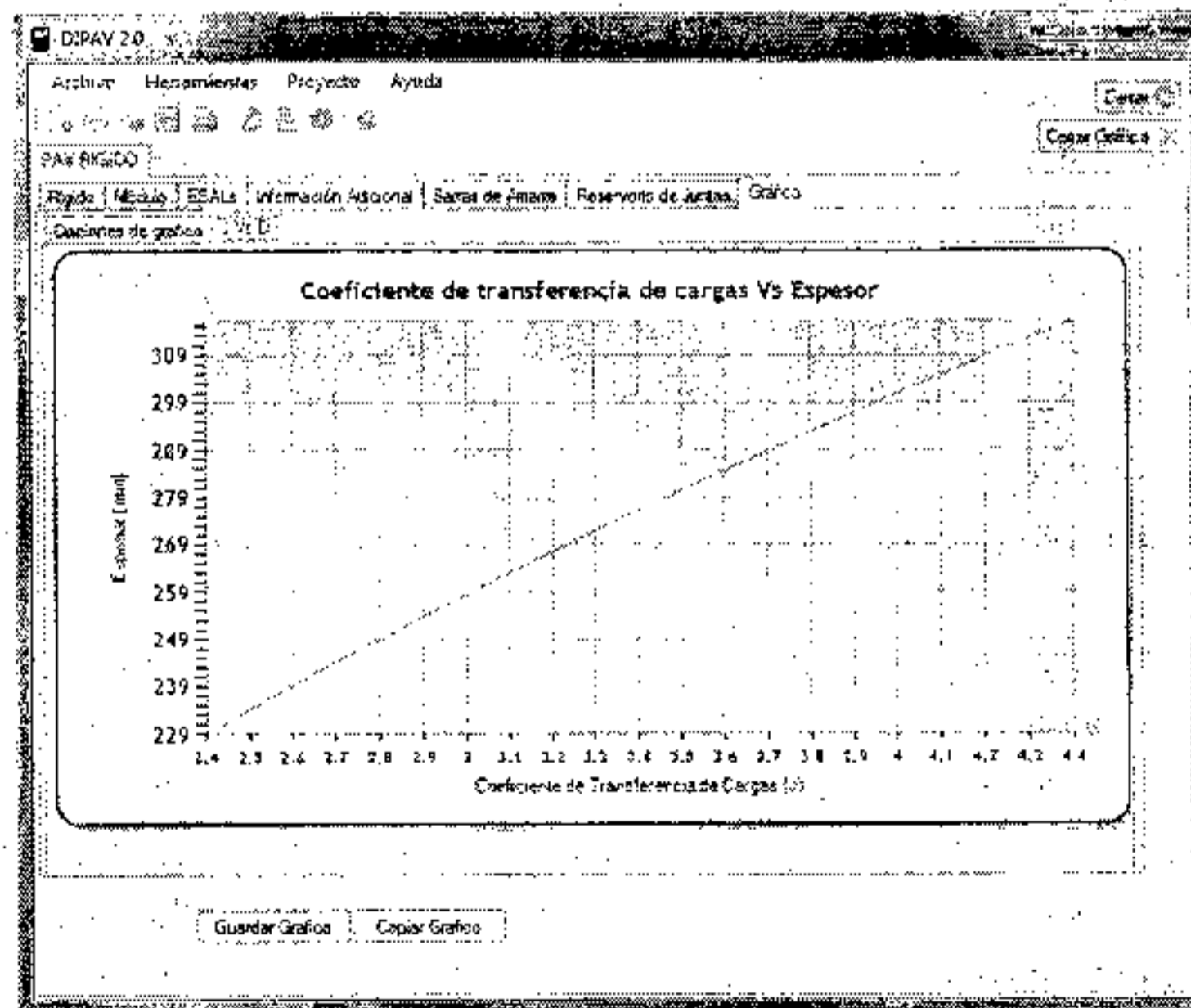


Figura 9.25. Sensibilidad con respecto al coeficiente de transferencia de carga

En la Figura 9.26 se muestra el efecto del coeficiente de drenaje en el espesor de la losa. Un incremento de C_d produce una disminución del espesor en forma casi lineal. Si C_d aumenta de 0.80 a 1.20 se produce una disminución de espesor de 58 mm. Como se ve la sensibilidad de esta variable es importante, en este sentido, prever apropiados dispositivos de drenaje es crucial para el desempeño de pavimentos.

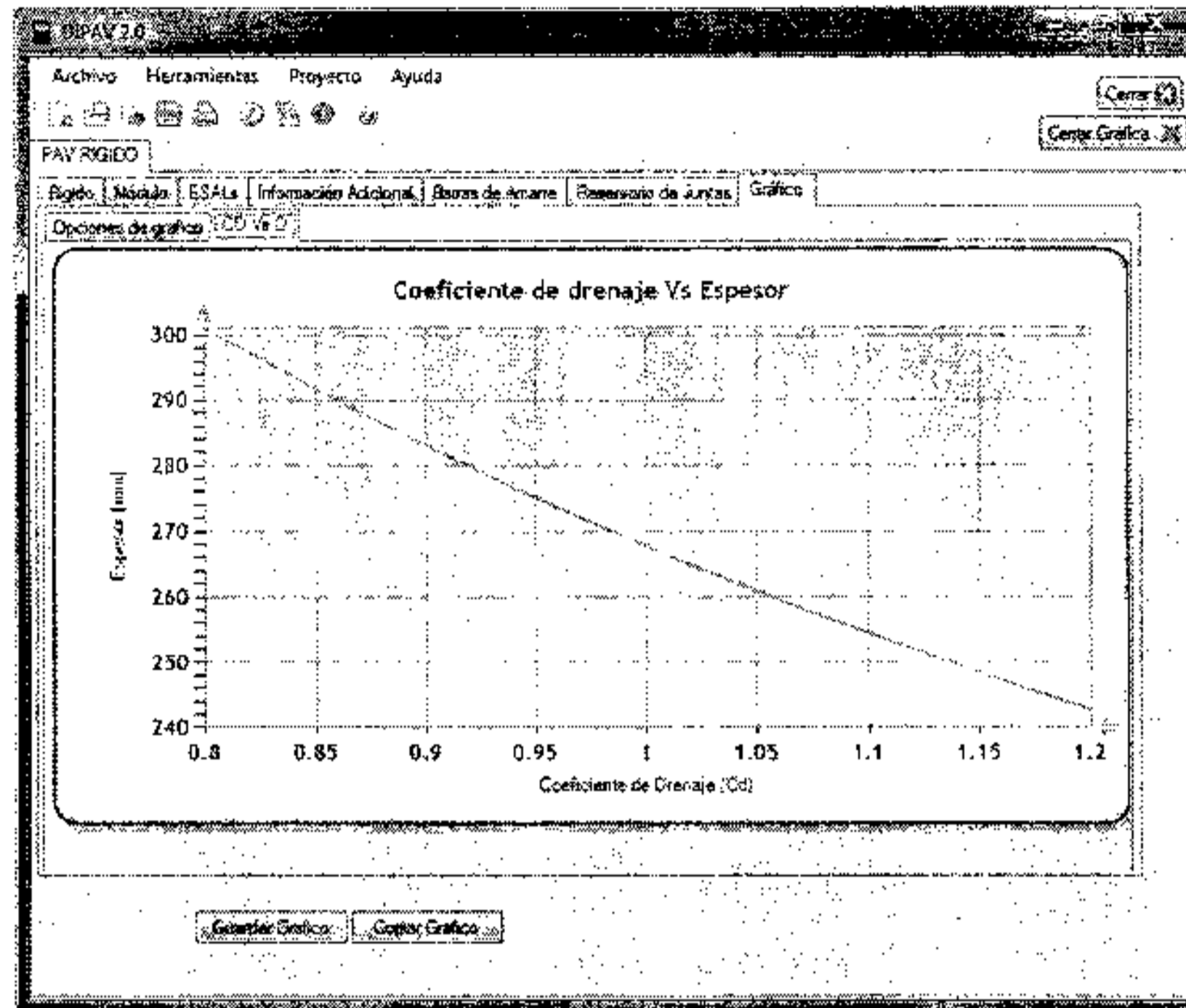


Figura 9.26. Sensibilidad con respecto al coeficiente de drenaje

9.7. LIMITACIONES EN EL MÉTODO DE DISEÑO AASHTO

Las limitaciones son las siguientes:

- Variabilidad. Las ecuaciones 9.1 y 9.4 (de diseño) están basadas en tramos de pavimentos muy cortos, donde la construcción y el control de calidad han sido excelentes (pistas AASHO). En la realidad, con tramos más largos, la variabilidad en la construcción y materiales será mucho mayor y como resultado aparecerán fallas localizadas aún antes de alcanzar la serviciabilidad final. Esto se salva considerando niveles de confiabilidad altos (mayores del 50%).
- Limitación en materiales y subrasantes. La fórmula de diseño fue probada y verificada con los materiales y subrasante del AASHO Road Test. Para distintos materiales es de esperar otro comportamiento del pavimento, pero este inconveniente se salva usando valores de entrada apropiados.
- Período de análisis muy reducido para el Road Test. Los períodos de análisis o de vida útil en los proyectos reales son mucho mayores que los analizados en el AASHO Road Test, y en éste se pudieron analizar las fallas por efecto del tránsito, pero no las debidas a efectos climáticos que tardan más tiempo en desarrollarse (por ejemplo: corrosión de armaduras, levantamiento de juntas por congelamiento, fisuras de durabilidad, reacciones álcali-agregado). Por eso es de esperar que los pavimentos construidos en zonas de clima riguroso duren menos de lo previsto. En zonas de clima moderado, los pavimentos pueden llegar a durar más de lo previsto.

- Diseño de juntas. En el AASHO Road Test sólo se usaron pavimentos con juntas con pasadores. La ausencia de pasadores o el uso de otro dispositivo de transferencia de cargas pueden cambiar notablemente la vida útil del pavimento. El tipo de base puede modificar también la transferencia de cargas. Las recomendaciones para considerar la transferencia de cargas a través del coeficiente J son poco claras, motivo por el cual se debería limitar el uso de los valores extremos, especialmente de los muy bajos.
- Diseño de armaduras. El cálculo de armaduras longitudinales en pavimentos de hormigón con juntas tiene muchas simplificaciones. En primer lugar, se supone que la losa está totalmente libre, lo cual no es rigurosamente cierto. Si hay una cierta restricción en una o más juntas, habrá un incremento en las tensiones del acero que pueden provocar fluencia o rotura. Tampoco se tiene en cuenta el efecto de corrosión de armaduras. Por último, el efecto de las cargas repetidas del tránsito no está considerado en la determinación de las armaduras longitudinales.

Para pavimentos de hormigón continuos se desprecia el efecto de la fricción de la subbase, que se cree que puede llegar a ser un factor crítico determinante. También el ancho admisible de fisura de 1 mm (0.04 pulg) puede considerarse muy alto, siendo recomendable un valor de 0.58 mm (0.023 pulg).

- Clima. El comportamiento de los pavimentos de hormigón no es independiente de las condiciones climáticas. Dado que el AASHO Road Test fue hecho en dos años, los efectos climáticos para este caso no tuvieron el mismo efecto que tienen para un pavimento real, aún sometido a la misma sollicitación de cargas, pero en un período mucho mayor (20-40 años). La corrosión en el acero tarda varios años en desarrollarse, lo mismo que las reacciones entre álcalis y agregados.
- Factores equivalentes de carga. Estos factores son válidos para los materiales del AASHO Road Test, la composición del pavimento, la pérdida de serviciabilidad y el tipo de subrasante. La extrapolación de estos valores a otras condiciones no está bien conocida, pero es cuestionable. Además los camiones usados actualmente difieren mucho de los de la década del 50.
- Tránsito no mixto. El AASHO Road Test consideraba vehículos con idénticas configuraciones de ejes, lo que no ocurre en la realidad donde los vehículos tienen distintas configuraciones. El procedimiento de convertir un número equivalente de ejes de 80 KN (18 kips) no ha sido verificado in situ.
- Falta de directivas en la elección de varias variables de entrada. La pérdida de soporte y el coeficiente de drenaje tienen una gran influencia en el espesor de la losa, pero hay muy pocas directivas en lo que concierne a su correcta elección. Finalmente, el método AASHTO permite determinar el espesor de losa, pero no da directivas en cuanto a la determinación de espesor de subbase.

El uso exitoso del método AASHTO requiere haber adquirido experiencia y conocimientos sobre el tema. Se recomienda que los resultados obtenidos con el método AASHTO sean comparados con otros métodos.

9.8. TENDENCIAS FUTURAS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

Al igual que para pavimentos flexibles, hay dos maneras de encarar el cálculo: una de ellas es la que usa el método AASHTO, o sea con fórmulas empíricas, desarrolladas a partir de pruebas en pavimentos hechos a este fin (AASHO Road Test). Otra forma de encararlo es a través de métodos mecánicos como el de la PCA (Portland Cement Association).

Aunque se ha avanzado mucho hacia la implementación de métodos mecánicos, estos métodos no han tenido mucho uso, en primer lugar por la complejidad de los cálculos a realizar y también por la falta de pruebas que verifiquen la teoría. Se deben hacer más investigaciones para determinar la respuesta de pavimentos de hormigón al alabeo por temperatura, a la deformación por gradiente de humedad, a la transferencia de cargas, etc. También es necesario estudiar el efecto de las características de diseño en las fisuras transversales y otro tipo de fallas.

9.9. EJEMPLOS

9.9.1. Pavimento de hormigón simple para ruta colectora.

$$W_{18} = 6 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

Dos carriles, juntas transversales a 4.6 m con barras pasadoras

Tiempo para drenar el agua del pavimento: 1 semana

Tiempo en que la estructura del pavimento está próxima a la saturación: 30%

Módulo de rotura del hormigón: $S_c' = 4.8 \text{ MPa (700 psi)}$

Módulo elástico del hormigón: $E_c = 27.6 \text{ GPa (4} \times 10^6 \text{ psi)}$

Módulo efectivo de reacción de subrasante: $k = 54 \text{ kPa/mm (200 pci)}$

Solución:

Se supone:

Serviciabilidad inicial: $p_o = 4.5$

Serviciabilidad final: $p_f = 2.5$

Confiabilidad: $R = 85\%$

Desvío estándar de las variables: $S_o = 0.35$

La calidad del drenaje es aceptable y para un tiempo próximo a la saturación del 30% resulta un coeficiente de drenaje $C_d = 0.90$.

Como hay barras pasadoras $J = 3.2$

Mediante el ábaco de diseño (Figura 9.3) se tiene un espesor de losa $D = 229 \text{ mm}$.

¿Qué pasa si el módulo elástico de la losa es un 25% menor?

El módulo pasa a valer $20.7 \text{ GPa (3} \times 10^6 \text{ psi)}$, para una losa de 229 mm de espesor, el nivel mínimo de serviciabilidad se alcanza para $6.8 \times 10^6 \text{ ESALs}$. Si el módulo es un 25% mayor ($E_c = 34.5 \text{ GPa}$), ese número asciende a $5.6 \times 10^6 \text{ ESALs}$. Se ve que un cambio del 25% en el módulo elástico produce cambios en W_{18} , menores del 10%.

¿Cuál será el W_{18} que podrá soportar la calzada si no se colocan barras pasadoras? ¿Cuál deberá ser el espesor de la losa si se desea soportar el mismo número de ESALs?

J pasa de 3.2 a 4.2 \longrightarrow para $D=229 \text{ mm}$ \longrightarrow $W_{18}=2.4 \times 10^6 \text{ ESALs}$
 \longrightarrow para $W_{18} = 6 \times 10^6 \text{ ESALs}$ \longrightarrow $D=266 \text{ mm}$

El incremento de espesor es: $266 - 229 = 37 \text{ mm}$

9.9.2. Pavimento de hormigón para una autopista urbana. Se trata de un pavimento de hormigón armado con juntas, con bermas de concreto asfáltico.

$$W_{18} = 20 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

Tiempo previsto para drenaje del agua: 1 día

Módulo de rotura del hormigón: $Sc' = 5.2 \text{ MPa (750 psi)}$

Módulo elástico del hormigón: $Ec = 34.5 \text{ GPa (5} \times 10^6 \text{ psi)}$

Módulo efectivo de reacción de la subrasante: $k = 81 \text{ kPa/mm (300 pci)}$

Solución:

Se supone:

$$p_o = 4.5$$

$$p_t = 2.5$$

$$R = 95\%$$

$$S_o = 0.35$$

Buen drenaje $C_d = 1.0$

Hormigón armado con juntas $J = 3.2$

Según el ábaco de diseño resulta un espesor de losa $D = 269 \text{ mm}$

¿Qué pasa si el Módulo de rotura es un 20% mayor o menor?

Si es un 20% menor $Sc' = 4.1 \text{ MPa} = 600 \text{ psi}$,

y si $D = 269 \text{ mm}$ \Longrightarrow $W_{18} = 9 \times 10^6 \text{ ESALs (45\% del } W_{18} \text{ que se tenía antes)}$

Si es un 20% mayor $Sc' = 6.2 \text{ Mpa} = 900 \text{ psi}$,

y si $D = 269 \text{ mm}$ \Longrightarrow $W_{18} = 37 \times 10^6 \text{ ESALs (casi el doble que el } W_{18} \text{ inicial)}$

Este ejemplo sirve para darnos cuenta de la importancia que tiene el módulo de rotura del hormigón.

¿Qué pasa si el pavimento está expuesto a niveles próximos a la saturación en un 30% del tiempo en lugar del 7%?

Esto hace que el coeficiente de drenaje C_d pase de 1.0 a 0.9 y entonces W_{18} será de $14 \times 10^6 \text{ ESALs}$ frente a $20 \times 10^6 \text{ ESALs}$, la disminución es bastante menor que la que produce el módulo de rotura.

9.9.3 Se trata de un camino rural, con un $W_{18} = 15 \times 10^6 \text{ ESALs}$. Se coloca una base granular de 152, lo cual da un $k = 54 \text{ KPa/mm (200 pci)}$.

Tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles próximos a la saturación = 25%

Tiempo en que efectúa el drenaje = 1 día

Módulo de rotura del hormigón: $Sc' = 4.5 \text{ MPa (650 psi)}$

Módulo elástico del hormigón: $Ec = 20.7 \text{ GPa (3} \times 10^6 \text{ psi)}$

Se prevén barras pasadoras y bermas vinculadas.

Mediante el uso del programa DIPAV se determinará el espesor de la losa.

Solución:

Para este problema se adopta:

$$p_o = 4.5$$

$$p_t = 2.5$$

$$R = 95\%$$

$$S_o = 0.40$$

$$C_d = 1.0$$

$$J = 2.8$$

Con estos datos DIPAV da un espesor $D = 265$ mm. En la Figura 9.27 se muestra el aspecto que ofrece la pantalla con los datos de entrada.

Figura 9.27. Pantalla con los datos de entrada del problema

El diseño de las barras de unión puede hacerse también con DIPAV. Los datos de entrada son: grado de acero, distancia al borde libre, espesor de losa, factor de fricción, porcentaje de tensión de fluencia en el acero y tamaño de barras.

Para este ejemplo se usan barras de 16 mm, con acero de tensión de fluencia 276 MPa, equivalente a Grado 40 (40 ksi). El porcentaje adoptado de resistencia de fluencia es 75%, el factor de fricción $F = 1.5$ y, con un espesor de losa de 270 mm, la longitud de las barras debe ser 0.76 m y el espaciamiento debe ser 0.61 m. Los resultados pueden verse en la Figura 9.28.

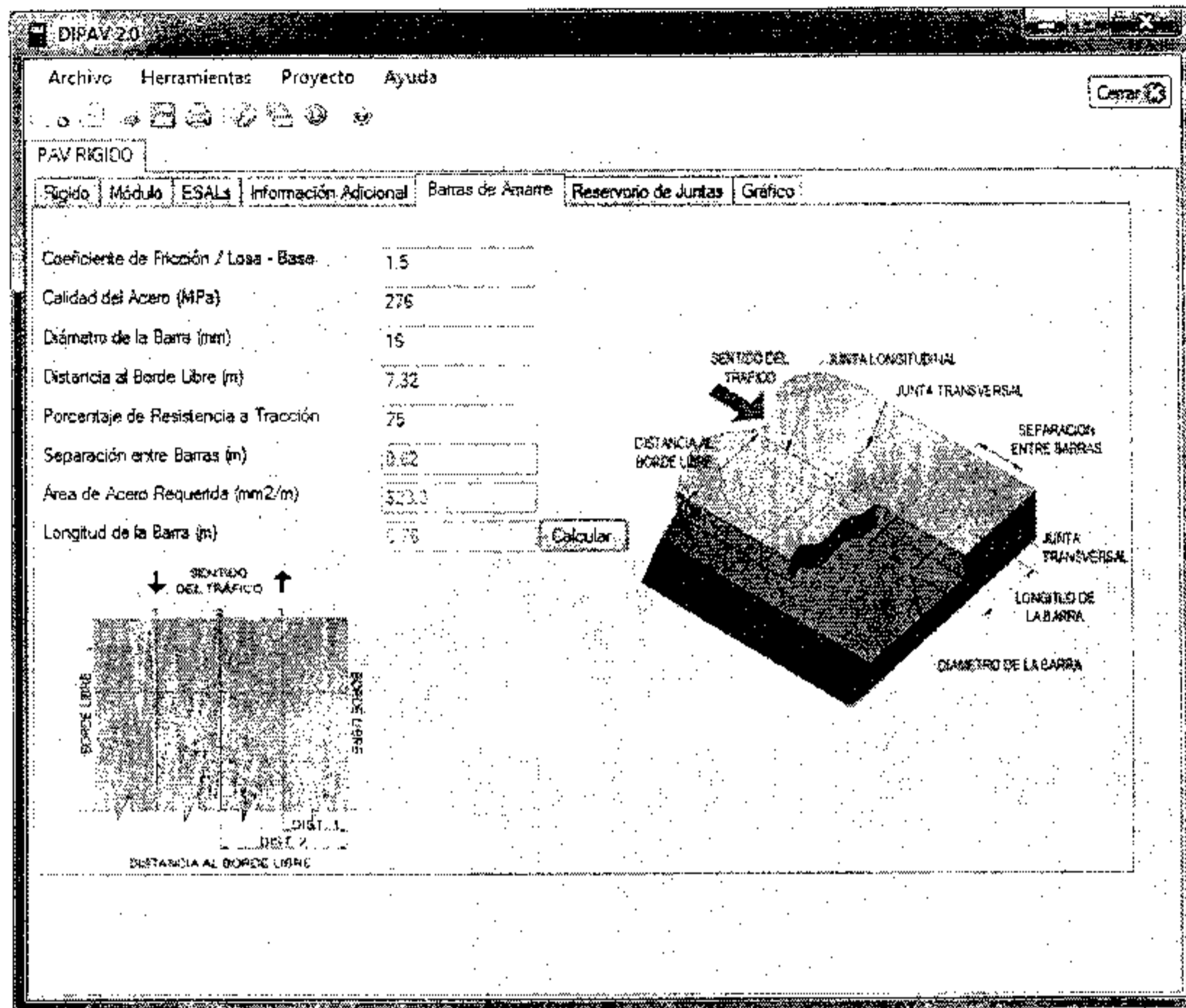


Figura 9.28. Pantalla tal como se ve para el diseño de barras de unión

Para la determinación del reservorio para la junta y diseño del material de sellado se requiere el conocimiento del coeficiente de contracción térmica del hormigón, la variación de temperatura entre el momento de colocación del hormigón y la mínima temperatura media anual, la contracción por secado del hormigón, el factor de ajuste por fricción entre losa y subbase, el tipo de sellador, su deformación admisible y el factor de forma. Estos datos se muestran en la Figura 9.29 y también los resultados, indicando un ancho mínimo de reservorio, de 10 mm y la profundidad de sellador, que es también 10 mm ya que el factor de forma es igual a 1. DIPAV sugiere una profundidad mínima de corte de ampliación que está en función de la profundidad mínima de sello, de la tira de respaldo y de la profundidad a la que queda el sello bajo la superficie de la losa.

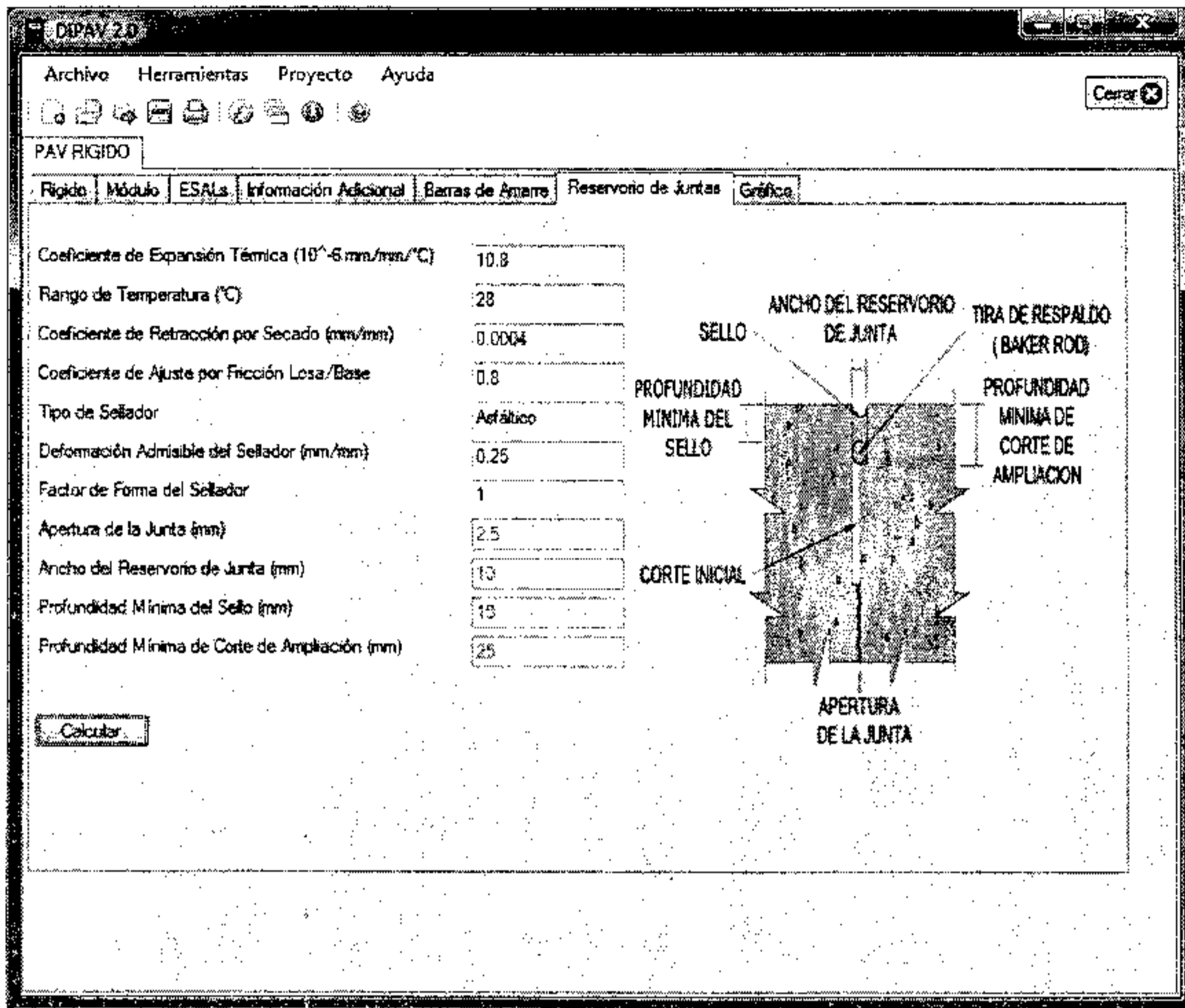


Figura 9.29. Pantalla tal como se ve para el diseño de reservorio para el material sellante