



ISSN 0188-7297



MECÁNICA DE MATERIALES PARA PAVIMENTOS

Paul Garnica Anguas
José Antonio Gómez López
Jesús Armando Sesma Martínez

Publicación Técnica No. 197
Sanfandila, Qro, 2002

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

**Mecánica de materiales
para pavimentos**

**Publicación Técnica No. 197
Sanfandila, Qro. 2002**

El presente trabajo ha sido elaborado en la Coordinación de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte por los investigadores Dr. Paul Garnica Anguas, M. en I. José Antonio Gómez López e Ing. Jesús Armando Sesma Martínez tesista de la Maestría en Vías Terrestres de la Universidad Autónoma de Chihuahua.

Se agradece el apoyo a la M. en C. Natalia Pérez García investigadora de la Coordinación de Infraestructura.

Índice

Resumen	VII
Abstract	IX
Resumen ejecutivo	XI
Introducción	1
1. Caracterización de la sollicitación en pavimentos	
1.1 Influencia del tránsito en la aplicación de las cargas en pavimentos	3
1.1.1 Magnitud de las cargas según la composición del tránsito	3
1.1.1.1 Composición vehicular y tipos de ejes representativos	3
1.1.1.2 Número de repeticiones de carga	10
1.1.2 Forma geométrica de cada sollicitación sobre el pavimento, área de contacto y reparto de presiones sobre la misma	10
1.2 Naturaleza cíclica de las cargas que actúan en un pavimento	11
1.2.1 Estado de esfuerzos que producen las cargas en función de la magnitud y tipología	12
1.2.2 Velocidad del vehículo y tiempo de sollicitación en un punto	14
1.2.3 Estudios sobre interacción dinámica vehículo-pavimento	16
1.2.3.1 Organización para la Cooperación y Desarrollo Económico (OCDE)	16
1.2.3.2 Instituto Mexicano del Transporte	18
1.3 Mediciones de esfuerzos y deformaciones en casos reales	22
1.4 Estimación de niveles de esfuerzo utilizando la teoría de Boussinesq	24
1.5 Concepto de módulo de resiliencia	26
2. Comportamiento de suelos cohesivos compactados bajo carga repetida	
2.1 Mecanismo de deformación de un material sujeto a carga cíclica	29
2.2 Dispositivos experimentales usuales	30
2.2.1 Equipo triaxial cíclico	31
2.2.1.1 Descripción del equipo	31
2.2.1.2 Procedimiento de prueba	32
2.2.2 Columna resonante	35
2.2.2.1 Descripción del equipo	35
2.2.2.2 Procedimiento de prueba	38

2.3	Factores que afectan a la deformación permanente en suelos	38
2.3.1	Estado de esfuerzos del suelo	38
2.3.2	Número de aplicaciones del esfuerzo desviador	39
2.3.3	Estado físico del suelo	39
2.3.4	Tipo de suelo	42
2.4	Modelos constitutivos para la determinación del agrietamiento por fatiga y deformaciones permanentes en suelos cohesivos	42
2.4.1	Modelos de agrietamiento por fatiga	42
2.4.2	Modelos de deformación permanente	43
2.5	Factores que afectan el módulo de resiliencia en suelos cohesivos	44
2.5.1	Parámetros de compactación: peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación	44
2.5.2	Método de compactación	47
2.5.3	Número de aplicaciones del esfuerzo	49
2.5.4	Tixotropía	51
2.5.5	Magnitud del esfuerzo desviador	52
2.5.6	Succión del suelo	53
2.6	Determinación de módulos de resiliencia para suelos cohesivos	54
2.7	Correlaciones	56

3 Comportamiento de materiales granulares bajo carga repetida

3.1	Introducción	59
3.2	Mecanismo de deformación de un material sujeto a carga cíclica	62
3.3	Dispositivos experimentales usuales	66
3.3.1	Máquina servohidráulica universal	67
3.4	Factores que afectan la deformación permanente en suelos granulares	67
3.4.1	Nivel de esfuerzos	68
3.4.2	Rotación del esfuerzo principal	68
3.4.3	Número de aplicaciones de carga	69
3.4.4	Contenido de humedad	69
3.4.5	Historial de esfuerzos	69
3.4.6	Densidad	70
3.4.7	Granulometría y tipo de agregado	70
3.5	Modelos constitutivos para la determinación de deformaciones permanentes en materiales granulares	71
3.6	Factores que afectan el módulo de resiliencia en suelos granulares	73
3.6.1	Tipo de material	73
3.6.2	Tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico y granulometría	75
3.6.3	Magnitud del esfuerzo aplicado	77
3.6.4	Contenido de agua	80
3.7	Determinación de módulos de resiliencia para materiales granulares	83
3.7.1	Constantes no lineales para materiales granulares	84
3.8	Correlaciones	84

4.	Comportamiento a fatiga de suelos estabilizados	
4.1	Introducción	87
4.2	Mecanismos para la estabilización de suelos	88
	4.2.1 Procedimientos químicos	89
	4.2.1.1 Cal	89
	4.2.1.2 Cemento Portland	90
	4.2.1.3 Ceniza Volante (Fly Ash)	91
	4.2.1.4 Asfalto	92
	4.2.1.5 Otros	93
4.3	Dispositivos experimentales usuales	93
	4.3.1 Prueba de tensión indirecta	93
	4.3.1.1 Descripción del equipo	93
	4.3.1.2 Procedimiento de prueba	95
4.4	Factores que afectan la fatiga en suelos estabilizados	98
	4.4.1 Tránsito	98
	4.4.2 Parámetros de compactación: peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación	99
	4.4.3 Tipo y contenido del estabilizador	100
	4.4.4 Tipo de suelo	101
	4.4.5 Aditivos	102
4.5	Criterio de falla por fatiga en suelos estabilizados	103
4.6	Factores que afectan el módulo de resiliencia en suelos estabilizados	104
	4.6.1 Número de repeticiones de carga (N)	104
	4.6.2 Esfuerzo desviador	105
	4.6.3 Tipo y contenido del estabilizador	107
	4.6.4 Contenido de agua	111
	4.6.5 Peso volumétrico seco	112
	4.6.6 Tiempo de curado	112
	4.6.7 Tipo de suelo	115
4.7	Correlaciones	115
5.	Deformaciones permanentes y fatiga en concreto asfáltico	
5.1	Introducción	117
	5.1.1 Deformaciones permanentes	117
	5.1.1.1. Roderas por fallas en la subrasante	118
	5.1.1.2 Roderas por fallas en la capa de asfalto	119
	5.1.2 Agrietamiento por fatiga	120
	5.1.2.1 Agrietamiento inducido por el tránsito	121
	5.1.2.2. Agrietamiento por temperatura	121
	5.1.2.3 Agrietamiento por reflexión	122
5.2	Dispositivos experimentales usuales	122
	5.2.1 Pruebas utilizadas para la caracterización de la deformación permanente en el concreto asfáltico	122
	5.2.1.1 Pruebas de esfuerzos uniaxiales	123
	5.2.1.2 Pruebas de esfuerzos triaxiales	124
	5.2.1.3 Pruebas diametrales	126
	5.2.1.4 Pruebas de simulación	127
	5.2.1.5 Pruebas cortantes	130

5.2.1.6	Pruebas empíricas	131
5.2.2	Pruebas utilizadas para la caracterización de la fatiga en el concreto asfáltico	133
5.2.3	Pruebas utilizadas para la determinación del módulo de resiliencia en el concreto asfáltico	135
5.3	Factores que afectan las deformaciones permanentes en el concreto asfáltico	136
5.3.1	Nivel de esfuerzos	136
5.3.2	Número de repeticiones de carga	136
5.3.3	Tipo de asfalto	137
5.3.4	Contenido de asfalto	137
5.3.5	Tipo y contenido de modificadores	138
5.3.6	Contenido de vacíos en la mezcla	142
5.3.7	Vacíos en el agregado mineral	142
5.3.8	Método de compactación	142
5.3.9	Tipo de agregado	143
5.3.10	Forma, tamaño y textura de las partículas	144
5.3.11	Temperatura	144
5.3.12	Agua	144
5.4	Modelos constitutivos para la determinación de la deformación permanente en el concreto asfáltico	145
5.5	Factores que afectan la fatiga en el concreto asfáltico	151
5.5.1	Nivel de esfuerzos del suelo	152
5.5.2	Tipo de asfalto	153
5.5.3	Contenido de asfalto	154
5.5.4	Tipo de agregados	155
5.5.5	Contenido de vacíos	155
5.5.6	Método de compactación	156
5.5.7	Tipo y contenido de modificadores	157
5.5.8	Temperatura	159
5.6	Modelos constitutivos para la determinación de la fatiga en el concreto asfáltico	159
5.7	Factores que afectan el módulo de resiliencia en el concreto asfáltico	163
5.7.1	Nivel de esfuerzos	163
5.7.2	Frecuencia de carga	164
5.7.3	Tipo de asfalto	165
5.7.4	Contenido de asfalto	165
5.7.5	Tipo de agregados	166
5.7.6	Contenido de vacíos	166
5.7.7	Tipo y contenido de modificadores	167
5.7.8	Procedimientos de prueba	169
5.7.9	Tipos de prueba	169
5.7.10	Temperatura	169
5.8	Determinación del módulo de resiliencia para el concreto asfáltico	170

6. Fatiga del concreto hidráulico

6.1	Introducción	173
6.2	Tipos de pavimentos de concreto hidráulico	174
	6.2.1 Pavimentos de concreto con juntas planas Nivel de esfuerzos	175
	6.2.2 Pavimentos de concreto con juntas reforzadas	175
	6.2.3 Pavimentos de concreto reforzado	176
	6.2.4 Pavimentos de concreto pretensado	176
6.3	Criterios de falla de un pavimento de concreto hidráulico	177
	6.3.1 Fracturamiento por fatiga	177
	6.3.2 Bombeo o erosión	177
	6.3.3 Otros criterios	178
6.4	Dispositivos experimentales usuales	178
	6.4.1 Prueba utilizada para la caracterización de la fatiga en el concreto hidráulico	178
	6.4.1.1 Prueba de resistencia a la ruptura por flexión	178
	6.4.1.2 Prueba de resistencia a la ruptura por tensión	180
	6.4.2 Prueba utilizada para la determinación del módulo de elasticidad	181
6.5	Conversión de información de resistencia a la compresión del concreto en módulo de ruptura y módulo de elasticidad	182
	6.5.1 Conversión de información de resistencia a la compresión del concreto en resistencia a la flexión	182
	6.5.2 Conversión de información de resistencia a la compresión del concreto en módulo de elasticidad	182
6.6	Factores que afectan la fatiga en el concreto hidráulico	184
	6.6.1 Número de aplicaciones de carga	184
	6.6.2 Resistencia y módulo de ruptura	185
	6.6.3 Espesor de la losa de concreto	185
	6.6.4 Espaciamiento entre juntas transversales	185
	6.6.5 Apoyo en el borde de las losas	185
	6.6.6 Apoyo de la subrasante	185
	6.6.7 Aditivos	186
	6.6.8 Tiempo de curado y edad del concreto	186
6.7	Modelos constitutivos para la determinación de la fatiga en el concreto hidráulico	186
	6.7.1 Determinación del módulo de ruptura en el concreto hidráulico	190
6.8	Factores que afectan el módulo de elasticidad estática del concreto hidráulico	191
	6.8.1 Número de aplicaciones de carga	191
	6.8.2 Frecuencia de carga	191
	6.8.3 Relación agua/cemento y edad de la pasta	191
	6.8.4 Propiedades de los agregados	192
	6.8.5 Tiempo de curado	193
	6.8.6 Aditivos	194
	6.8.7 Tipo de ensaye utilizado	194
	6.8.8 Contenido de humedad en el concreto	195
	6.8.9 Temperatura	195

6.9	Determinación del módulo de elasticidad para el concreto hidráulico	195
7.	Conclusiones	199
	Bibliografía	211

Resumen

Las metodologías actuales para el diseño de pavimentos son, en la mayoría de los casos, de carácter empírico; es decir, no incorporan directamente en el diseño el conocimiento actual del comportamiento de los materiales bajo condiciones de prueba representativas.

Aquellas metodologías que tratan de ser mecanicistas se basan en teorías de comportamiento ideales, como lo es la Elasticidad, y tratan entonces de ajustar la realidad a la teoría. Parece, sin embargo, que hay una tendencia de ciertos investigadores para tratar de conformar una verdadera Teoría de Mecánica de Pavimentos. Este trabajo pretende ser una contribución para la consecución de tal fin.

Abstract

The actual methodologies of pavement design are, in most cases, of empirical character, that is, the actual knowledge of the materials behavior under representative condition test do not incorporate directly on design. Those methodologies who treat to be mechanistics are based on ideal behavior theories, as Elasticity is, and then, treat to adapt reality to theory. However, seem that has a tendency from researchers for treat to conform a true Theory of Pavement Mechanic. This work tries to be a contribution to obtain of such goal.

Resumen Ejecutivo

Los materiales que constituyen los pavimentos, incluyendo las terracerías y el terreno de cimentación, se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que le son transmitidas por el tránsito vehicular. Con el fin de tomar en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales que conforman una estructura de pavimento, así como el comportamiento no lineal y resiliente de los materiales, se han realizado en el mundo varios trabajos experimentales, tanto en modelos a escala natural como en muestras de material probadas en el laboratorio, obteniéndose valiosa información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales.

Las deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea y suelen denominarse plásticas a las que permanecen en el pavimento después de cesar la causa deformadora. Bajo carga móvil la deformación permanente se va acumulando; debe hacerse notar el hecho de que en ciclos intermedios la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta que prácticamente desaparece en los ciclos finales. La muestra llega así a un estado tal en que toda la deformación es recuperable, en ese momento se tiene un comportamiento resiliente. De aquí se desprende el concepto de **módulo de resiliencia**, el cual está definido como el esfuerzo desviador repetido aplicado en compresión triaxial entre la deformación axial recuperable.

Así entonces, el concepto de módulo de resiliencia está ligado invariablemente a un proceso de carga repetida.

Como se ha observado en los estudios llevados a cabo sobre módulo de resiliencia, este parámetro no es una propiedad constante de los materiales, sino que depende de muchos factores.

Dependiendo del material en estudio, algunos de los factores más importantes son: parámetros de compactación (peso volumétrico y contenido de agua); método de compactación; número de aplicaciones de carga; magnitud del esfuerzo; tipo y contenido de estabilizador; tipo y contenido de modificadores; temperatura; etc.

Así entonces, la definición del valor para el módulo de resiliencia de cada uno de los materiales utilizados en la estructuración de un pavimento debe tomar en cuenta los factores mencionados. El lector deberá tener en consideración que no se puede asignar un solo valor de módulo de resiliencia a un suelo. Se tendría que determinar entonces un rango de variación apropiado.

Pareciera que la aplicación del módulo de resiliencia es simple, pero su uso se complica, ya que no existe un valor único para un suelo, sino que hay un número infinito de valores dependiendo de las condiciones de prueba.

Por otra parte, desde el punto de vista mecanicista, existen dos principales criterios de falla para los materiales: deformaciones permanentes y agrietamiento por fatiga.

Uno de los factores más importantes en la caracterización de los materiales de pavimentación es la deformación permanente que experimentan por efecto de la

repetición de cargas, este factor es quizás el más importante a considerar, si se toma en cuenta que, en la mayoría de los casos, los pavimentos llegan a la falla debido al grado de deformación que han sufrido, disminuyendo su calidad de servicio a niveles de rechazo. Por lo anterior, en los estudios de materiales para pavimentación debe ponerse especial énfasis en la determinación de las características de deformación permanente.

Una de las formas de deterioro más fuertemente asociada a los mecanismos de falla de los pavimentos flexibles es la formación de roderas, las cuales se generan por la acumulación de deformación permanente en la superficie, que puede, en principio, incluir contribuciones de todas las capas del pavimento.

Entre los factores principales que determinan la deformación permanente se encuentran: nivel de esfuerzos; número de aplicaciones de carga; tipo y contenido de asfalto; tipo y contenido de modificadores; características de las partículas; estado físico del suelo (peso volumétrico y contenido de agua); temperatura, entre otros.

Aunque generalmente una carga simple no genera grietas en el pavimento, las repeticiones de carga pueden inducir agrietamientos en las capas confinadas. Los esfuerzos cortantes y de tensión, así como las deformaciones en las capas confinadas causan la formación de microgrietas. Estas microgrietas acumuladas con la repetición de cargas pueden generar macrogrietas visibles. Este proceso es llamado fatiga.

Un signo temprano de agrietamiento por fatiga son los rompimientos intermitentes longitudinales en las zonas de rodada del tránsito. El rompimiento por fatiga es progresivo, ya que en algún punto los rompimientos iniciales se unen, causando más rompimientos. Al avanzado rompimiento por fatiga se le conoce como rompimiento de lagarto o piel de cocodrilo. En casos extremos, se presentan deformaciones cuando parte de la carpeta es desalojada por el tránsito.

Los principales factores que afectan la fatiga son: tránsito; parámetros de compactación (peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación); tipo y contenido de modificadores; tipo de agregados; aditivos; temperatura; etc.

Por lo tanto, en el diseño de pavimentos debe considerarse cada uno de dichos factores para la etapa de análisis de modelos de deterioro.

Introducción

El diseño y evaluación de pavimentos con propósitos de construcción y rehabilitación requiere de una cuidadosa determinación de factores tales como: propiedades de los materiales, tipo de tránsito y volumen, condiciones ambientales, etc. Sin duda, las propiedades de los materiales constituyen uno de los factores mas importantes en el diseño estructural del pavimento, así como en el comportamiento que presente durante su vida útil. En el pasado, el diseño de pavimentos flexibles ha involucrado correlaciones empíricas, las cuales fueron obtenidas con base en el comportamiento observado de los materiales en campo.

De hecho, el estudio del problema de fatiga de los materiales utilizados en la construcción de la infraestructura carretera ha sido prácticamente marginado, lo que ha dado como resultado que el fundamento de las metodologías de análisis y diseño actuales para pavimentos sea de carácter totalmente empírico.

Efectivamente, bajo un gran número de aplicaciones de carga, los materiales tienden a fracturarse o bien a acumular deformación, dependiendo de su rigidez inicial, lo que causa algunos de los deterioros mas significativos en la superficie de rodamiento de los pavimentos.

Por otro lado, las extrapolaciones de los métodos empíricos a condiciones más allá de las cuales fueron desarrolladas, conduce a resultados inciertos. Otro punto importante es que las condiciones de tránsito cambian rápidamente, la tendencia es hacia vehículos mas pesados, altos volúmenes de tránsito y nuevos tipos de configuraciones. Las tendencias anteriores conducirán al reemplazo de métodos de diseño empíricos por métodos de diseño basados en aproximaciones mecanicistas. El uso continuo de métodos empíricos requerirá investigaciones estadísticas costosas a medida que aparezcan nuevas configuraciones en los vehículos y nuevos desarrollos en los materiales.

Todo lo anterior lleva a la necesidad de profundizar en el conocimiento de los mecanismos de deformación de los materiales utilizados en carreteras, con la finalidad de entenderlos y establecer entonces métodos de diseño que incorporen tal conocimiento a diseños más apegados al comportamiento real de las estructuras de pavimento.

El trabajo consta de siete capítulos, desarrollados como se muestra a continuación:

En el primer capítulo de este trabajo se presentan algunos conceptos relacionados con la caracterización de las cargas en pavimentos, influencia del tránsito en la aplicación de las cargas en pavimentos, naturaleza cíclica de las cargas que actúan en un pavimento, mediciones de esfuerzos y deformaciones en casas reales, así como el concepto de modulo de resiliencia.

Entre los capítulos dos y seis se describe el comportamiento de los materiales mas frecuentemente utilizados en la construcción de una estructura de pavimento (suelos cohesivos, materiales granulares, suelos estabilizados, concreto asfáltico y concreto hidráulico), las pruebas utilizadas para la determinación del modulo de resiliencia y los mecanismos de falla, así como los factores que determinan dichos parámetros para cada

uno de ellos. En el último capítulo aparecen las conclusiones más relevantes de cada una de las diferentes partes que integran el trabajo.

Finalmente aparece la bibliografía utilizada como apoyo para la elaboración de este documento.

1 Caracterización de la solicitación en pavimentos

1.1 Influencia del tránsito en la aplicación de las cargas en pavimentos

La caracterización de las solicitaciones producidas por el tránsito sobre una infraestructura carretera es bastante compleja, debido no sólo a la variabilidad de los distintos vehículos existentes, sino también a las interacciones vehículo-pavimento que producen fenómenos con solicitaciones adicionales a las propias cargas estáticas del tránsito. (Arriaga y Garnica, 1998)

Para dicha caracterización se pueden estudiar independientemente los siguientes aspectos:

- Magnitud de las cargas según la composición del tránsito (carga por eje, tipos de ejes que circulan y número de repeticiones de carga).
- Forma geométrica de cada solicitación sobre el pavimento, área de contacto y reparto de presiones sobre la misma.
- Velocidad de los vehículos y tiempo de solicitación en un punto.
- Estado de esfuerzos que producen las cargas, en función de su magnitud y tipología (verticales, tangenciales, fenómenos de impacto, etc.) y las características de las capas del pavimento.

Los dos últimos aspectos tienen que ver con la caracterización de los materiales ante cargas cíclicas, por lo que se analizará en el apartado correspondiente a este tipo de cargas (sección 1.2). Así pues, a continuación se describen los dos primeros aspectos de la caracterización.

1.1.1 Magnitud de las cargas según la composición del tránsito

1.1.1.1 Composición vehicular y tipos de ejes representativos

En la Figura 1-1 se muestra la configuración de las ruedas para un semitrailer típico, formada por un eje sencillo con ruedas simples, un eje sencillo con ruedas dual y un arreglo tándem con ruedas dual. (Huang, 1993)

La separación de 7 y 4 metros mostrada en la Figura 1-1 no debe tener efecto en el diseño de pavimentos, ya que las ruedas están muy separadas y la influencia en los esfuerzos y deformaciones debe ser considerada independientemente. A menos que sea utilizado un eje sencillo de carga equivalente, la consideración de ejes múltiples no es materia fácil. El diseño puede facilitarse si los ejes tándem y trídem son tratados como un grupo y considerados como una repetición.

El diseño es demasiado conservador si cada eje es tratado de manera independiente y considerado como una repetición, sin embargo, en metodologías actuales utilizadas en

México, como la utilizada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (1999), esta es la manera usual en que se realizan los diseños de pavimentos.

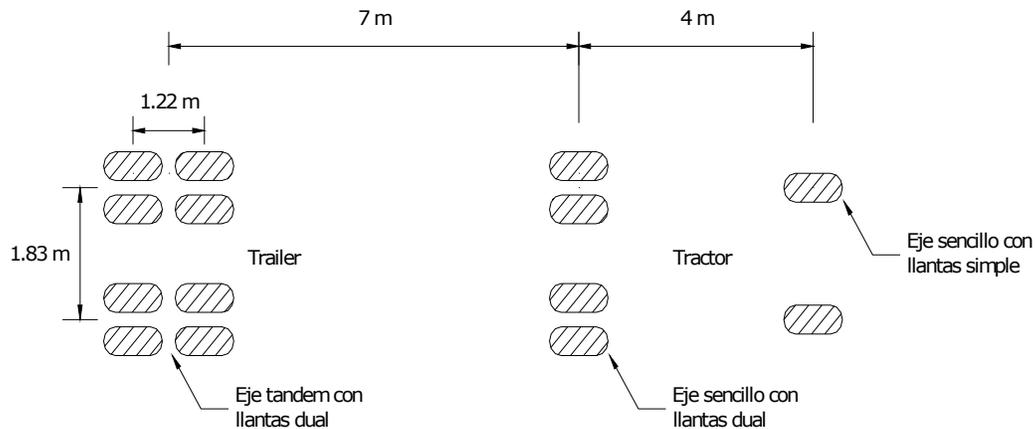


Figura 1-1 Configuración de ruedas para un semitrailer típico

El aumento de cargas por eje que se da en la actualidad hace que las investigaciones en este aspecto sean de gran relevancia, puesto que tienen una participación directa en la vida útil del pavimento.

En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) inició en 1991 un estudio denominado formalmente "Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional", el cual tiene como objetivo generar información sobre las características de los vehículos de carga que circulan por las carreteras, los tipos de carga transportados por ellos, así como sus orígenes y destinos y algunas particularidades de las condiciones en que se realiza el transporte.

Entre los objetivos principales de dicho estudio se encuentra la determinación de la composición vehicular en las carreteras, con el fin de conocer las características de los vehículos que transitan con mayor frecuencia en la red nacional. De esta manera pudo determinarse que las cinco configuraciones de vehículos de carga más significativas son: camión de carga de 2 ejes **C2** (Figura 1-2), camión de carga de 3 ejes **C3** (Figura 1-3), tractocamión de 3 ejes con semiremolque de 2 ejes **T3-S2** (Figura 1-4), tractocamión de 3 ejes con semiremolque de 3 ejes **T3-S3** (Figura 1-5) y tractocamión de 3 ejes con semiremolque de 2 ejes y remolque de 4 ejes **T3-S2-R4** (Figura 1-6).



Figura 1-2 Configuración de vehículo C2 (eje delantero sencillo y trasero dual)



Figura 1-3 Configuración de vehículo C3 (eje delantero sencillo y traseros duales)



Figura 1-4 Configuración de vehículo T3-S2 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión y ejes duales en el semiremolque)



Figura 1-5 Configuración de vehículo T3-S3 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión y ejes duales en el semiremolque)



Figura 1-6 Configuración de vehículo T3-S2-R4 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión, ejes duales en el semiremolque y remolque)

La Tabla 1-1 muestra los porcentajes de las cinco configuraciones de vehículos de carga más comunes (96% de los vehículos encuestados) observadas en las estaciones instaladas en el periodo de 1991 al año 2000.

TIPO DE VEHÍCULO	Composición Vehicular Promedio (en %)										
	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	Todos
C2	35.0	38.8	49.4	26.6	39.9	38.9	35.0	45.2	26.7	28.5	36.4
C3	22.0	20.0	18.1	17.3	20.0	20.5	19.5	15.5	17.1	12.8	18.7
T3-S2	24.0	16.3	15.3	34.1	18.9	19.8	26.1	22.1	39.3	43.3	25.6
T3-S3	15.0	21.1	14.3	16.6	15.7	15.4	13.2	12.4	12.8	7.5	14.4
T3-S2-R4	2.0	1.7	1.5	2.2	2.6	2.8	3.3	3.1	2.2	3.3	2.4
OTROS	2.0	2.1	1.4	3.2	2.9	2.6	2.9	1.7	1.9	4.6	2.5
SUMA	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Tabla 1-1 Composición vehicular promedio de los vehículos más representativos (Gutiérrez y Mendoza, 2001)

Un parámetro utilizado para la determinación del peso por eje de los vehículos es el Peso Bruto Vehicular (PBV). La Tabla 1-2 muestra las cinco configuraciones más comunes, el peso máximo permitido en el reglamento, así como los pesos promedio de todos los vehículos (cargados y vacíos) encuestados en la década pasada.

TIPO DE VEHÍCULO	Peso máximo reglamento	Peso promedio (en toneladas)										
		1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	Global
C2	17.5	8.4	8.8	6.8	7.0	8.3	7.5	6.8	6.3	6.7	6.3	7.3
C3	26.0	16.0	18.3	17.5	16.5	16.4	16.2	16.1	14.9	14.1	15.3	16.2
T3-S2	44.0	29.6	34.6	31.4	28.1	29.2	18.5	29.1	26.5	25.6	28.6	28.0
T3-S3	48.5	41.9	42.4	42.5	40.6	39.9	26.8	38.8	32.9	33.2	36.0	38.5
T3-S2-R4	66.5	48.6	61.2	58.1	54.2	55.0	53.5	51.4	44.7	46.0	47.6	51.5

Tabla 1-2 Peso bruto vehicular promedio de todos los vehículos (cargados y vacíos)
(Fuente: Gutiérrez y Mendoza, 2001)

La Tabla 1-3 muestra los Pesos Brutos Vehiculares máximos registrados, así como los establecidos en el reglamento para los vehículos de carga analizados. De manera general se observa una significativa violación a los máximos permitidos, lo que hace resaltar la importancia de este tipo de estudios, ya que permite ubicarse en la problemática actual de las carreteras en el país, exigiendo un mayor control en los transportes de carga o modificaciones en las consideraciones de diseño de pavimentos.

TIPO DE VEHÍCULO	Peso máximo reglamento	Peso máximo (en toneladas)										
		1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	Global
C2	17.5	28.0	30.0	29.1	25.5	26.8	28.8	30.0	26.0	26.0	26.0	30.0
C3	26.0	36.0	41.0	41.1	38.5	49.4	42.4	56.4	48.4	48.4	43.4	56.4
T3-S2	44.0	70.0	90.3	75.1	61.0	79.7	79.0	106.0	97.0	116.0	116.0	116.0
T3-S3	48.5	85.0	94.3	89.4	75.0	95.4	92.4	108.4	113.4	118.4	93.9	118.4
T3-S2-R4	66.5	100.0	99.0	93.2	93.5	109.1	121.6	122.6	125.6	116.6	115.6	125.6

Tabla 1-3 Peso Bruto Vehicular máximos registrados (Fuente: Gutiérrez y Mendoza, 2001)

Una vez establecidos los Pesos Brutos Vehiculares de las configuraciones en análisis, es posible determinar la distribución de cargas por eje para cada una de ellas.

La Tabla 1-4 resume, para los diferentes tipos de eje, los pesos máximos autorizados en el reglamento vigente, el porcentaje de excedidos obtenido en los años de 1991, 1995, 1996 y 1997, así como el peso máximo registrado para cada uno de ellos. El panorama general del peso por eje de los vehículos de carga es de una significativa violación de los valores máximos permitidos, tanto en término de la frecuencia como de la magnitud de las excedencias.

TIPO DE EJE	Peso máximo permitido (ton)	1991		1995		1996		1997	
		% Excedidos	Peso máximo registrado (ton)						
Sencillo (2 llantas)	6.5	1.0	8.0	0.0	10.4	0.6	8.3	0.05	14.4
Sencillo ¹ (4 llantas)	10.0	19.0	15.0	17.4	14.1	14.2	15.0	9.63	17.8
Motriz Sencillo (4 llantas)	11.0	17.0	15.0	9.5	15.0	8.1	12.8	7.2	17.7
Doble o Tandem (8 llantas)	18.0	20.0	30.0	23.5	30.0	23.9	30.0	25.1	37.6
Motriz Doble o Tandem (8 llantas)	19.5	17.0	30.0	37.9	30.0	43.3	30.0	38.0	35.2
Triple o Tridem (12 llantas)	22.5	28.0	40.0	43.7	40.0	34.5	40.0	39.1	46.6
Motriz Triple ² (12 llantas)	24.5	23.0	40.0	18.7	46.6	11.7	49.3	8.95	53.5

Notas:

- 1 El eje sencillo de 4 llantas se presenta en las combinaciones T2-S1, T2-S1-R2 Y T3-S1-R2.
- 2 El eje motriz triple corresponde a vehículos tipo C4 que no está permitido o considerado en el reglamento actual; el peso máximo indicado corresponde al autorizado en el reglamento anterior.

Tabla 1-4 Peso Máximo Permitido, Porcentaje de Excedidos y Peso Máximo Registrado en 1991, 1995, 1996 y 1997 por cada tipo de eje (Gutiérrez y Mendoza, 2001)

La Tabla 1-5 muestra las dimensiones principales de los cinco vehículos de carga mas comunes que transitan en la red carretera nacional:

Tipo de vehículo	Dimensiones (m) ⁽¹⁾									
	Ancho Max.	Largo		Alto Max.	DE		VD Max.	VT Max.	LR	LS
		Min.	Max.		Min.	Max.				
C2	2.60	12.50	14.00	4.15	3.10	7.00	1.00	3.20		
C3	2.60	12.50	14.00	4.15	6.10	7.10	1.20	2.80		
T3-S2	2.60	16.50	20.80	4.15	14.20	17.00	1.30	2.10		14.60
T3-S3	2.60	16.50	20.80	4.15	17.70	14.60	1.20	1.50		14.60
T3-S2-R4	2.60	23.50	31.00	4.15	26.12	28.50	1.20	1.03	9.14	14.60

(1) Las dimensiones de ancho, largo, y alto, son las autorizadas por la SCT en el "Reglamento de Pesos y Dimensiones de 1994", las demás (DE, VD, VT, LR y LS) son dimensiones obtenidas en campo.

- DE = Distancia entre ejes
- VD = Vuelo delantero
- VT = Vuelo trasero
- LR = Longitud del remolque
- LS = Longitud del semiremolque
- nd = no disponible

Tabla 1-5 Dimensiones principales de los vehículos que circulan por la red carretera nacional (Mendoza, 2002)

1.1.1.2 Número de repeticiones de carga

Con el uso de las computadoras, no es problema considerar el número de repeticiones de carga por cada eje y evaluar su deterioro. El método que consiste en dividir los ejes en grupos ha sido utilizado frecuentemente para el diseño de pavimentos rígidos, sin embargo, su aplicación no se ha extendido a pavimentos flexibles por la naturaleza empírica del diseño y la gran cantidad de tiempo de cálculo que se requiere. Sin embargo, en lugar de analizar los esfuerzos y deformaciones debido a cada grupo de ejes de carga, un procedimiento simplificado y ampliamente aceptado desarrolla factores equivalentes y convierte cada grupo de carga en un eje simple de carga equivalente. (Huang, 1993)

1.1.2 Forma geométrica de cada solicitación sobre el pavimento, área de contacto y reparto de presiones sobre la misma

La carga del vehículo al pavimento se transmite a través de las ruedas. En los métodos de diseño mecanicistas, es necesario conocer el área de contacto de la llanta con el pavimento, asumiendo que la carga de contacto depende de la presión de contacto.

El tamaño del área de contacto depende de la presión de contacto. Como se indica en la Figura 1-7, la presión de contacto es más grande que la presión de la llanta para presiones bajas de la llanta, debido a que la pared de la misma está en compresión y la suma de las fuerzas verticales de la pared y presión de la llanta deben ser iguales a la fuerza debido a la presión de contacto; la presión de contacto es más pequeña que la presión de la llanta para presiones altas de las llantas, debido a que la pared de la llanta está en tensión. Sin embargo, en el diseño de pavimentos la presión de contacto generalmente se asume igual a la presión de la llanta. Debido a que los ejes de carga pesados tienen presiones altas y efectos más destructivos en el pavimento, utilizar la presión de llanta como presión de contacto es estar por el lado de la seguridad. (Huang, 1993)

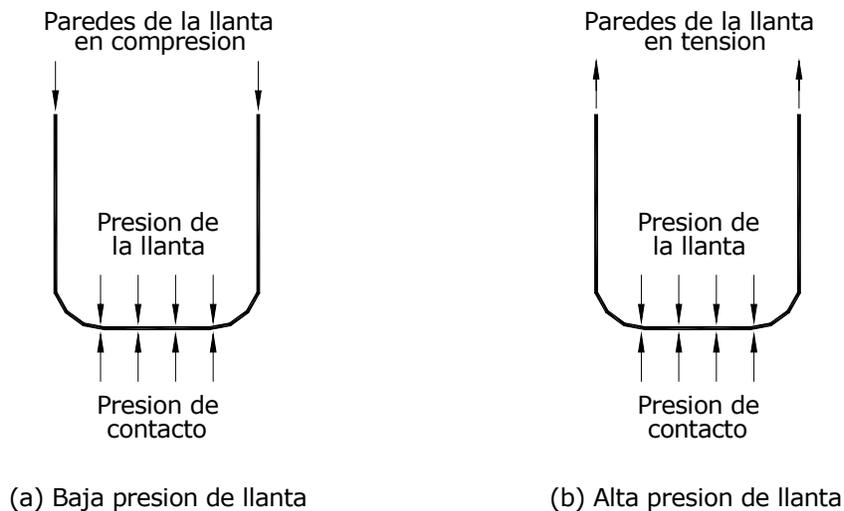


Figura 1-7 Relación entre la presión de contacto y la presión de la llanta

Cuando se utiliza la teoría multicapas en el diseño de pavimentos flexibles, se asume que cada llanta tiene un área de contacto de forma circular. Esta suposición no es correcta, pero el error en que incurre no es significativo.

1.2 Naturaleza cíclica de las cargas que actúan en un pavimento

El diseño, análisis y evaluación estructural de las condiciones de los pavimentos comúnmente se basan en el análisis de la teoría elástica multicapas; este acercamiento ofrece la posibilidad de una solución racional al problema de diseño. El éxito de esta aproximación depende de la precisión y la manera en que las propiedades de los materiales son evaluadas y utilizadas.

Se ha prestado mucho énfasis a los procedimientos de diseño en los pavimentos; éstos han cambiado desde los métodos empíricos hasta los métodos mecanicistas, basados en el acercamiento más racional en su diseño (Monismith, 1962). Las principales razones de este cambio son las condiciones cambiantes en la estructura del pavimento ante la sollicitación móvil de los vehículos cargados, ya que experimentan dos tipos de esfuerzos: los estáticos por sobrecarga y los dinámicos causados por el movimiento vehicular. Otras consideraciones importantes son el desarrollo de nuevos materiales utilizados en la construcción, nuevas configuraciones de pavimentos y la disponibilidad que nos da la utilización de las computadoras. Dentro de los métodos racionales se encuentran los procedimientos de diseño mecanicistas; su funcionamiento es estimado y basado en las propiedades mecánicas fundamentales de las capas del pavimento. (Zaman et al., 1994)

El acercamiento mecanicista en el diseño involucra el análisis teórico y el cálculo de esfuerzos y deformaciones en lugares críticos, como resultado de las aplicaciones de carga originadas por las ruedas cargadas.

Los materiales que constituyen los pavimentos, incluyendo las terracerías y el terreno de cimentación, se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que le son transmitidas por el tránsito vehicular.

El patrón de esfuerzos inducidos a una estructura de pavimento como resultado del tránsito de vehículos es muy complejo. Un elemento de pavimento está sujeto a pulsos de carga que involucran componentes de esfuerzos normales y cortantes. Los esfuerzos son transitorios y cambian con el tiempo conforme la carga avanza. El esfuerzo cortante cambia de sentido conforme la carga pasa, provocando así una rotación de los ejes de esfuerzos principales. (Lekarp et al., 1997)

La Figura 1-8 muestra el esquema de una sección longitudinal de las capas de un pavimento, sobre la cual una carga se mueve a velocidad constante.

El estado de esfuerzos experimentado por el punto P (debido a la carga en el punto A) puede observarse en la Figura 1-8(a); en este punto actúan tanto esfuerzos normales como esfuerzos cortantes.

Cuando la carga se mueve al punto B, los esfuerzos cortantes son nulos y únicamente actúan los esfuerzos normales, como se presenta en la Figura 1-8(b); en este punto se tiene un estado triaxial de esfuerzos, debido a que se presentan sólo esfuerzos normales.

La dirección de los esfuerzos cortantes originados en el punto C es contraria a la dirección de los esfuerzos originados en el punto A, como se muestra en la Figura 1-8(c).

En laboratorio se realizan pruebas triaxiales simulando la condición B tratando de reproducir las condiciones más desfavorables. Durante las pruebas debe aplicarse una presión de confinamiento que varíe con el esfuerzo desviador; sin embargo, es difícil simular en laboratorio este cambio, por lo que la presión de confinamiento se mantiene constante y el esfuerzo desviador es el que se aplica en forma repetida. (Pandey et al., 1987)

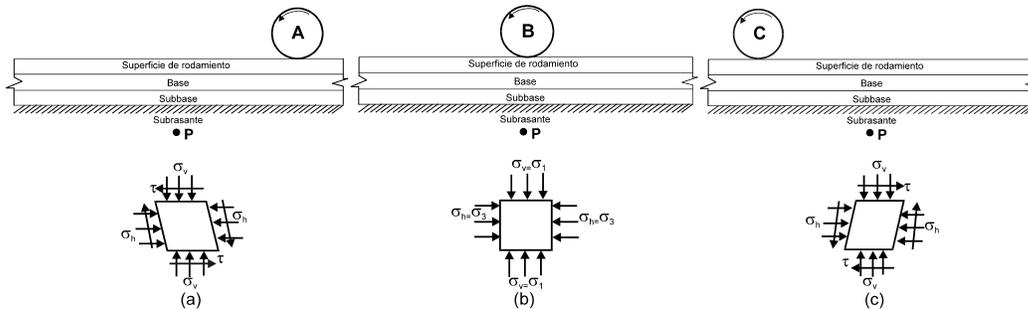


Figura 1-8 Estado de esfuerzos en la subrasante

1.2.1 Estado de esfuerzos que producen las cargas en función de la magnitud y tipología

Los neumáticos de los vehículos se apoyan sobre el pavimento produciendo una huella de forma distinta para cada tipo de neumático, presión de inflado, carga por rueda, velocidad y estado de la superficie. Cuando está en movimiento, además de variar la forma de la huella, aparecen solicitaciones distintas a las verticales, que son las que existen cuando el vehículo está detenido o con movimiento uniforme: aparecen esfuerzos horizontales debido al rozamiento y a los cambios de trayectoria, succiones de agua contenida en la sección estructural y esfuerzos verticales de impacto por efectos del movimiento del vehículo y las irregularidades de la carretera.

Los esfuerzos horizontales de aceleración y frenado o en curvas de pequeño radio, que se pueden producir en zonas localizadas, influyen también en el estado de esfuerzos y deformaciones del pavimento. Cuando en la superficie de un pavimento se originan esfuerzos tangenciales, éstos deben ser resistidos por los 8-10 cm superiores, pero en general no afectan a las capas inferiores. Por ello, la forma práctica con la que se resuelven estos problemas, es proyectando capas de rodamiento cuya resistencia al esfuerzo cortante sea suficientemente alta para garantizar que no se produzcan rupturas o deformaciones por cizallamiento.

Los efectos dinámicos de los vehículos en movimiento se transforman en impactos y vibraciones en los que intervienen el estado superficial del pavimento y el tipo de suspensión del vehículo. En general, los vehículos en marcha transmiten al neumático una carga de magnitud variable, según el movimiento oscilatorio de la masa suspendida, cuya frecuencia varía con la velocidad y tipo de pavimento. Los máximos pueden ser un 40 o 50% superiores a los normales con carga estática. Este aumento de cargas se refleja

sobre el pavimento en forma de presión de contacto y/o incremento de la superficie de rodada.

En la Figura 1-9 se muestra cómo cuando la rueda cargada avanza se producen pulsaciones de los esfuerzos verticales y horizontales, que son acompañados de una doble pulsación del esfuerzo cortante con una señal contraria en el plano horizontal y vertical; aquí también se muestra la relación entre el esfuerzo y el tiempo. Se observa que a medida que el vehículo se va acercando al punto P (Figura 1-8), el esfuerzo cortante se incrementa hasta llegar a un máximo para luego decrecer hasta un valor de cero (en el momento en que el esfuerzo vertical es el máximo); luego se incrementa nuevamente (pero ahora con signo contrario) hasta lograr un máximo negativo, para después decrecer y llegar a un cero; describiendo con este comportamiento una onda senoidal completa.

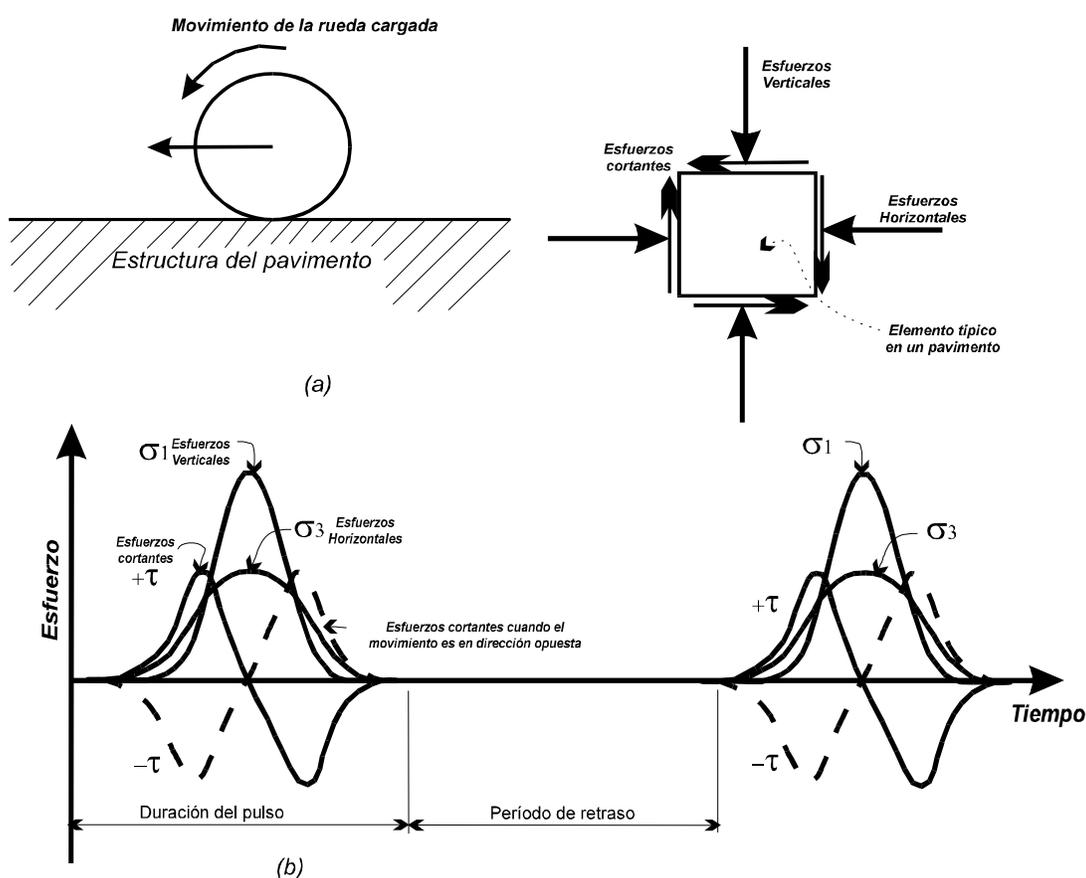


Figura 1-9 Pulsaciones de carga originadas por el movimiento del tránsito

En la Figura 1-9a, se puede apreciar el desarrollo de los esfuerzos verticales, horizontales y cortantes (generados en un elemento del suelo) originados por la aplicación de las cargas impuestas por el tránsito.

El funcionamiento correcto del pavimento depende en gran medida de las propiedades mecánicas de los materiales. Los suelos que conforman la estructura están sujetos a cargas normales repetidas y a esfuerzos cortantes que varían sus magnitudes con el paso de los vehículos, como se ilustró en la Figura 1-8.

El estado de esfuerzos descrito anteriormente se presenta en forma repetida cuando el paso de los vehículos se hace constante; este proceso depende en gran medida de la acumulación de los ejes equivalentes. El exceso en el número de ejes cargados, en cualquier obra vial, representa el nivel de ocupación.

1.2.2 Velocidad del vehículo y tiempo de sollicitación en un punto

Otro aspecto del vehículo que hay que considerar es la velocidad. Si se utiliza la teoría viscoelástica, la velocidad está directamente relacionada con la duración de la carga. Si se utiliza la teoría elástica, debe seleccionarse adecuadamente el módulo de resiliencia de los materiales para el pavimento, en proporción con la velocidad del vehículo. (Huang, 1993)

Con base en los puntos señalados anteriormente se ha supuesto que los esfuerzos aplicados por una llanta en movimiento se aproximen a una forma senoidal, cuya duración depende de la velocidad del vehículo y de la profundidad del punto al que se está haciendo referencia.

Barksdale (1971) investigó sobre los tiempos de pulsación a diferentes profundidades bajo la superficie del pavimento, así como también a diferentes velocidades. Estos resultados se muestran en la Figura 1-10. Se observa cómo, a mayor velocidad del vehículo, el tiempo de aplicación de la carga disminuye; también es evidente que simulando el esfuerzo vertical con una onda triangular, los tiempos de aplicación aumentan. Así mismo, se puede apreciar que el tiempo de duración de la carga aumenta con la profundidad.

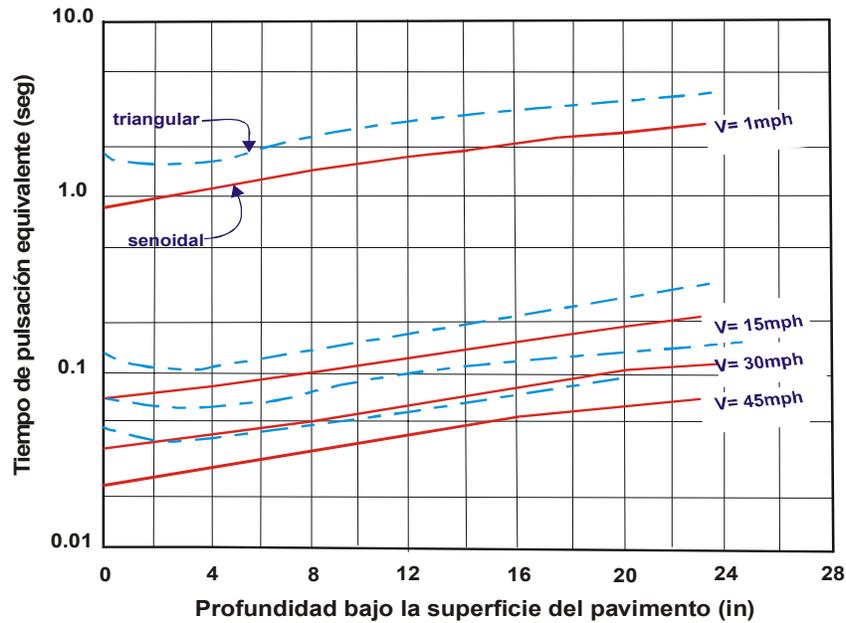


Figura 1-10 Tiempo de pulsación para el esfuerzo vertical con carga senoidal y triangular (1 in = 25.4 mm y 1 mph = 1.6 km/hr) (Barksdale, 1971)

McLean (1974) determinó el tiempo de carga simulándola con una onda cuadrada (Figura 1-11), sobre la cual sobrepuso los resultados obtenidos por Barksdale (carga triangular y una velocidad de 30 mph). Se puede ver que el tiempo de pulsación basado en una onda cuadrada es más pequeño que el basado en una triangular.

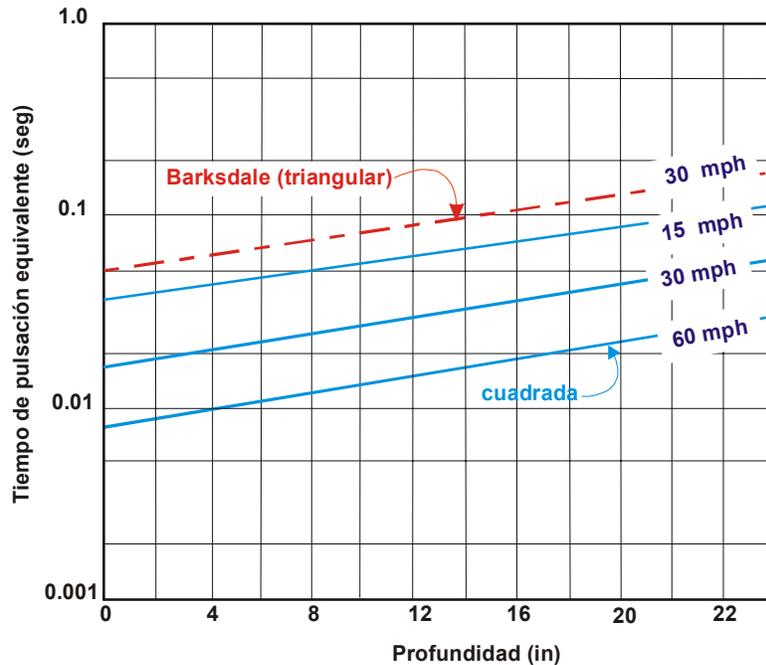


Figura 1-11 Tiempo de pulsación para el esfuerzo vertical con onda tipo cuadrada (McLean, 1974)

En vista de que la velocidad del vehículo no es constante, se recomienda (con fines de estandarización), la onda senoidal con tiempo de duración de 0.1 segundos de aplicación de carga y un periodo de reposo de 0.9 segundos (Huang, 1993).

1.2.3 Estudios sobre interacción dinámica vehículo-pavimento

1.2.3.1 Organización para la Cooperación y Desarrollo Económico (OCDE)

En este contexto, la OCDE (1992) recomendó la creación de un proyecto que sugería una cooperación de investigación internacional con el fin de determinar el verdadero significado de la dinámica vehicular en la vida y costo de los pavimentos y proporcionar métodos para la evaluación de los vehículos. (Sweetman et al., 1992)

El proyecto denominado DIVINE (experimento de interacción dinámica entre vehículos e infraestructura) reunió el trabajo de un grupo de expertos, los cuales investigaron diversos aspectos de planeación, construcción, conservación y regulación de la infraestructura carretera. En particular, un grupo de expertos en cargas dinámicas sobre pavimentos, identificó oportunidades significativas para mejorar el entendimiento de la interacción entre vehículos pesados, pavimentos y puentes y los beneficios de la tecnología moderna de suspensiones “amigables” en vehículos.

De esta manera, el proyecto DIVINE proporciona evidencia científica de los efectos dinámicos de vehículos pesados y sus sistemas de suspensión en pavimentos, apoyando en las decisiones políticas de transporte que afectan la infraestructura y los costos del

transporte de cargas en carreteras e indicando los medios más productivos para mejorar la interacción de vehículos pesados con caminos y puentes.

Dentro de las investigaciones realizadas como parte del proyecto DIVINE, pueden ser señaladas algunas conclusiones encontradas con respecto a la interacción vehículo-pavimento:

- Para pavimentos de espesor relativamente mayor (160 mm de material asfáltico), se encontró que las deformaciones horizontales medidas en la parte inferior de la carpeta asfáltica son casi directamente proporcionales a la fuerza dinámica de los neumáticos. Dadas las relaciones aceptadas entre la deformación y el daño en el material del pavimento, esto implica un incremento significativo en el desgaste del pavimento bajo tránsito, el cual aplica constantemente dichas cargas. En el caso de pavimentos delgados, las deformaciones horizontales son más grandes que para el caso de pavimentos de mayor espesor pero son menos sensibles a las fuerzas dinámicas de los neumáticos y parecen estar influenciados por condiciones de superficie de contacto entre el neumático y el pavimento.
- Bajo tránsito mixto, las cargas dinámicas típicamente tienden a concentrarse en puntos a lo largo de un camino en intervalos de 8 a 10 metros, en un camino plano, la suma acumulada de cargas por eje en un punto de concentración es cerca del 10%. En un camino rugoso, este efecto es al menos dos veces más grande. La concentración de cargas dinámicas para suspensiones de aire tienen sólo cerca de la mitad de la magnitud de aquellas para suspensiones de muelles. Este fenómeno depende fuertemente de la sección longitudinal del camino, las mezclas de suspensiones en los vehículos en tránsito, la distancia entre ejes y la velocidad de estos vehículos.
- El proyecto DIVINE confirmó que las fuerzas dinámicas de las ruedas dependen del tipo de suspensión, el perfil longitudinal del pavimento y la velocidad del vehículo. En caminos razonablemente planos, por ejemplo, las suspensiones de muelles producen factores de impacto de 1.3 y factores de 1.1 a 1.15 en suspensiones de aire para los ejes tándem de semitrailers, mientras que la diferencia fue casi insignificante para los ejes simples de camiones rígidos o tractocamiones. En caminos rugosos, sin embargo, las suspensiones de muelles producen factores de impacto de 1.4 a 1.5 y las suspensiones de aire 1.2 para los ejes tándem. Esto implica que controlando el perfil longitudinal, pueden reducirse los factores de impacto para ambos tipos de suspensiones, lo que mejorará la vida del pavimento y de los neumáticos. Sin embargo, cuando el efecto de la suspensión es sumado al efecto de las cargas sobre las deformaciones, es evidente que los pavimentos más delgados serán un riesgo. Por lo tanto, el ciclo de deterioros para pavimentos delgados será considerablemente menor que para un pavimento de mayor espesor, a pesar de que hayan sido diseñados para menor tránsito.
- La prueba dinámica acelerada en pavimentos del proyecto mostró que la sección longitudinal del pavimento se deteriora más rápidamente bajo una suspensión de muelles que bajo una suspensión de aire transportando la misma carga. Algunos aspectos de agrietamiento y la profundidad máxima en roderas también fueron más grandes para suspensiones de muelles. El desgaste del pavimento bajo suspensiones de muelles fue al menos 15% más rápido que para suspensiones de aire.

- Para el pavimento, se mostró que para reducir las respuestas del pavimento a vehículos pesados, es necesario controlar las cargas dinámicas en los modos de baja y alta frecuencia. Con respecto al control del desgaste del pavimento, los resultados mostraron que la mayoría de los cambios de sección están relacionados a los modos de baja frecuencia, con sólo una indicación menor que los cambios de sección producidos en modos de alta frecuencia. Similarmente, encontraron evidencia de baches relacionados a modos de baja frecuencia pero fue menos concluyente en la influencia específica de las cargas dinámicas en agrietamientos. En los modos de baja frecuencia importantes, las suspensiones de aire generalmente tienen frecuencias naturales más bajas y pueden tener un amortiguamiento más alto que las suspensiones de muelles. Estas características se igualan significativamente a menor carga dinámica para suspensiones de aire siempre y cuando el amortiguamiento se mantenga en servicio. La sensibilidad de las cargas dinámicas al amortiguamiento de la suspensión es tal que hay muy poco incremento en la carga dinámica cuando el amortiguamiento se reduce de 20 a 15%, un incremento ligeramente más grande cuando el amortiguamiento es reducido mas allá del 10% y después un fuerte incremento cuando el amortiguamiento es reducido debajo del 10%.
- El proyecto ha mostrado que la respuesta del pavimento a la carga dinámica vehicular es suficientemente alta para garantizar consideraciones específicas en los métodos de diseño de pavimentos, pero que la atención requerida podría diferir dependiendo del espesor del pavimento considerado. Por lo que ha esto se refiere, es necesaria más información sobre la respuesta de pavimentos delgados así como sobre los efectos del contacto de la rueda.

1.2.3.2 Instituto Mexicano del Transporte (IMT)

Retomando las investigaciones realizadas por la OCDE, el IMT (1999) ha realizado estudios acerca de la interacción vehículo pesado-pavimento para proporcionar información al sector transporte sobre la evaluación del daño potencial por fatiga en los componentes del camión y sobre la carga que transporta, así como también, para proporcionar información a funcionarios gubernamentales y administradores de carreteras con el fin de orientar la toma de decisiones sobre reglamentos para carga permitida por eje. Este último problema, es especialmente crítico debido a los gastos excesivamente altos en el mantenimiento de carreteras. (Lozano et al., 1999)

Dentro de estos estudios se considera una evaluación del efecto de las cargas dinámicas de los camiones sobre el daño en las carreteras. Dicho estudio se encuentra enfocado a la evaluación de los niveles cualitativos de las cargas dinámicas producidas sobre el pavimento para dos tipos de vehículos: un carro tanque y un camión de plataforma. Dentro del estudio se realizaron varias pruebas combinando los efectos de los vehículos en función de distintos parámetros.

▪ Medición del nivel de impacto sobre el pavimento como función de la velocidad

Para el desarrollo de estas pruebas se utilizó un sensor de impacto de tipo resistivo desarrollado en el Instituto Mexicano del Transporte.

Se llevaron a cabo una serie de pruebas a tres velocidades y tres niveles de carga. La prueba de cada combinación carga - velocidad, fue realizada seis veces, de tal forma que se obtuvo un valor promedio para cada tipo de condiciones.

La Figura 1-12 muestra una señal de salida típica para el dispositivo de impacto, para una velocidad de 50 km/hr y 100% de carga. Los valores de impacto mostrados corresponden, de izquierda a derecha, al eje frontal y a los ejes tándem del tractor y de la plataforma. La Figura 1-13 muestra los valores de impacto relativo para estas pruebas.

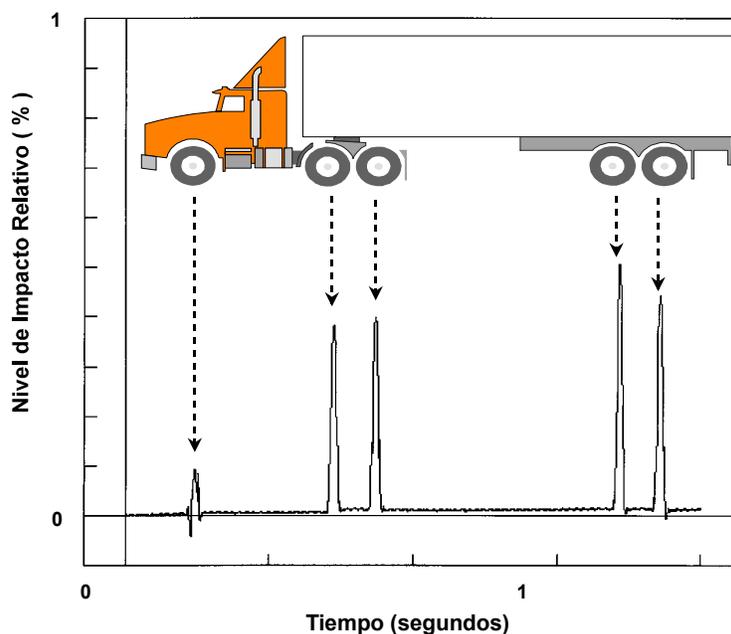


Figura 1-12 Señal de salida típica del sensor de impacto

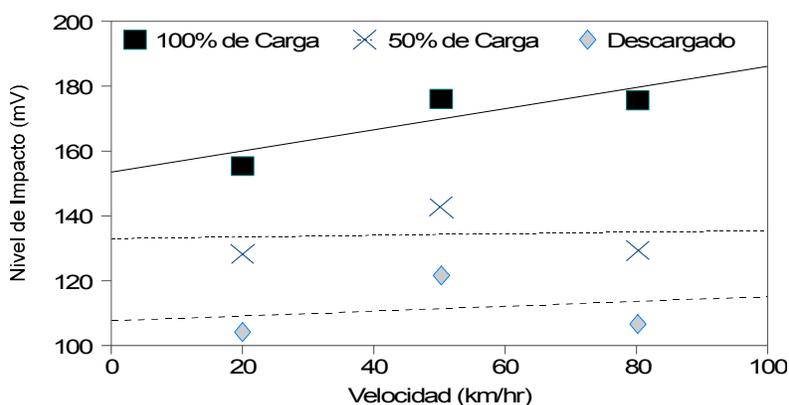


Figura 1-13 Nivel de impacto en el sensor sobre el pavimento, para diferentes velocidades y cargas

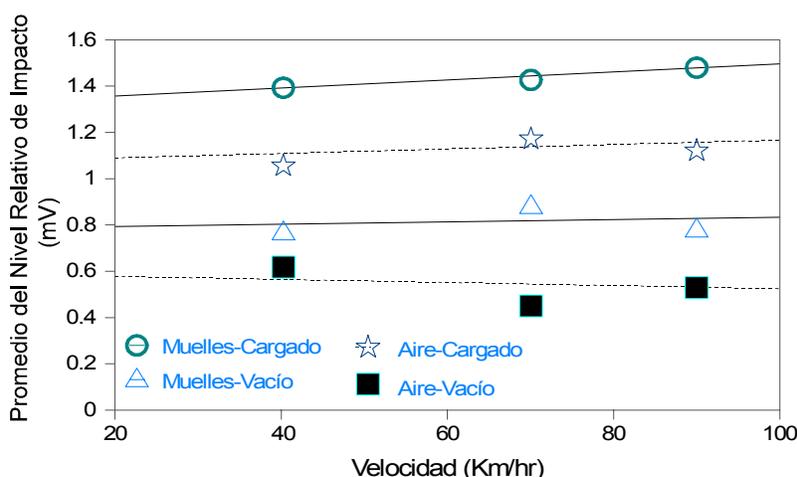


Figura 1-15 Valores de impacto para diferentes cargas, velocidades y tipo de suspensión

Entre los puntos a destacar de los resultados obtenidos en este estudio se encuentran:

- En relación con el nivel de impacto sobre el pavimento, los resultados obtenidos sugieren que la influencia de la velocidad se incrementa con el nivel de carga transportada. Así mismo, según los datos reportados, la suspensión de aire mostró un comportamiento más “amigable” para el pavimento que la de muelles, especialmente en condiciones de carga total y a altas velocidades. Sin embargo, debe tenerse gran cautela al extender esta afirmación más allá de las pruebas aquí descritas, debido al gran número de variables involucradas en la operación de ambos tipos de suspensión, en donde el amortiguamiento juega un papel primordial en su desempeño. De esta manera se identifica la necesidad de efectuar pruebas de vehículos equipados con suspensiones de aire, circulando con amortiguadores fallados en pavimentos deteriorados.
- En cuanto al dispositivo desarrollado para la detección de la carga dinámica, éste proporcionó una buena repetibilidad, quedando como trabajo futuro efectuar mediciones en campo con otros tipos de suspensiones y llantas.
- Por otro lado, es claro que el nivel de impacto dinámico de los vehículos pesados sobre el pavimento se ve afectado por el tipo de suspensión y la velocidad de operación. Si se fomenta el empleo de suspensiones “amigables”, se podría tener una reducción de este impacto. Asimismo se puede establecer que el nivel de impacto dinámico aumenta con la velocidad y rugosidad de la carretera.
- Finalmente se estima que el seguir políticas que tiendan a reducir la sobrecarga, el exceso de velocidad y fomentar el uso de suspensiones “amigables”, podría reducir la velocidad de deterioro de las carreteras y por ende el costo de su conservación.

1.3 Mediciones de esfuerzos y deformaciones en casos reales

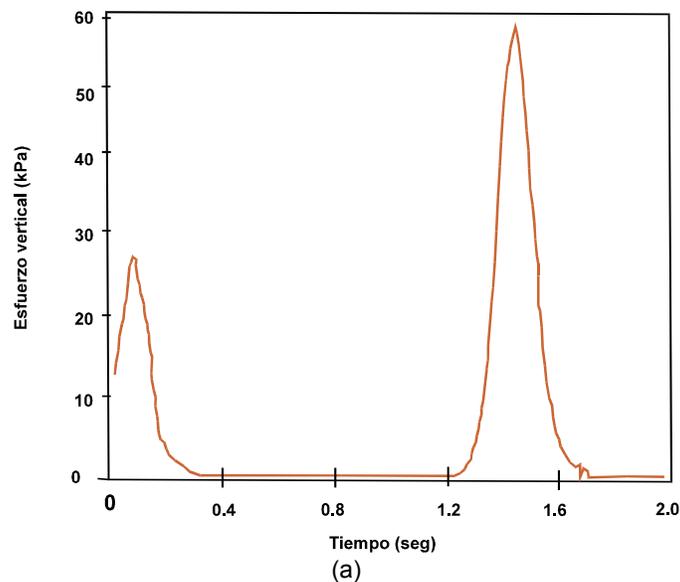
Dada la forma tradicional de estructuración de los materiales que conforman el pavimento, la deformabilidad suele crecer hacia abajo. La deformabilidad interesa sobre todo a niveles profundos, pues es relativamente fácil que las capas superiores tengan niveles de deformación tolerables aún para los altos valores de esfuerzos que en ellas actúan.

En pavimentos, las deformaciones interesan desde dos puntos de vista: por un lado, las deformaciones excesivas están asociadas a estados de falla, y por otro, porque es sabido que un pavimento deformado puede dejar de cumplir sus funciones, independientemente de que las deformaciones no hayan conducido a un colapso estructural propiamente dicho (Rico A., Del Castillo H., 1992).

Con el fin de tomar en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales que conforman una estructura de pavimento, así como el comportamiento no lineal y resiliente de los materiales, se han realizado en el mundo varios trabajos experimentales, tanto en modelos a escala natural como en muestras de material probadas en laboratorio, obteniéndose valiosa información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales.

Brown (1996), reporta gráficas de esfuerzos y deformaciones obtenidas mediante la instrumentación de una estructura de pavimento sujeta a la aplicación de cargas repetidas por medio del paso de un tractocamión. Las Figuras 1.16 (a) y (b) corresponden a las mediciones antes mencionadas en un punto ubicado a 35 cm de profundidad con respecto a la superficie de rodamiento.

Se puede apreciar que la carga que transmiten los vehículos es en forma de pulsos, cuya magnitud depende de la presión de inflado de las llantas y de la carga por eje; además, la duración de aplicación del pulso depende de la velocidad y del nivel de tránsito diario. También se observa que la máxima deformación registrada corresponde al valor del esfuerzo máximo.



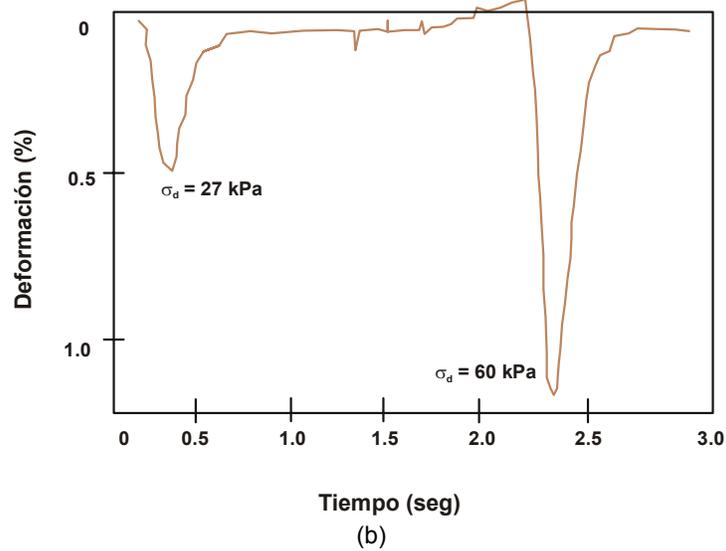


Figura 1-16 Variación típica del esfuerzo y la deformación vertical resiliente en un pavimento con carpeta asfáltica (Brown et al., 1996)

Otro ejemplo de mediciones de esfuerzos en campo se ilustra en la Figura 1-17, en donde se aprecia la variación del esfuerzo vertical medido en la capa subrasante de un pavimento terminado, con carpeta de 165 mm de espesor. De esta figura se puede observar que el máximo esfuerzo registrado fue de aproximadamente 16 kPa.

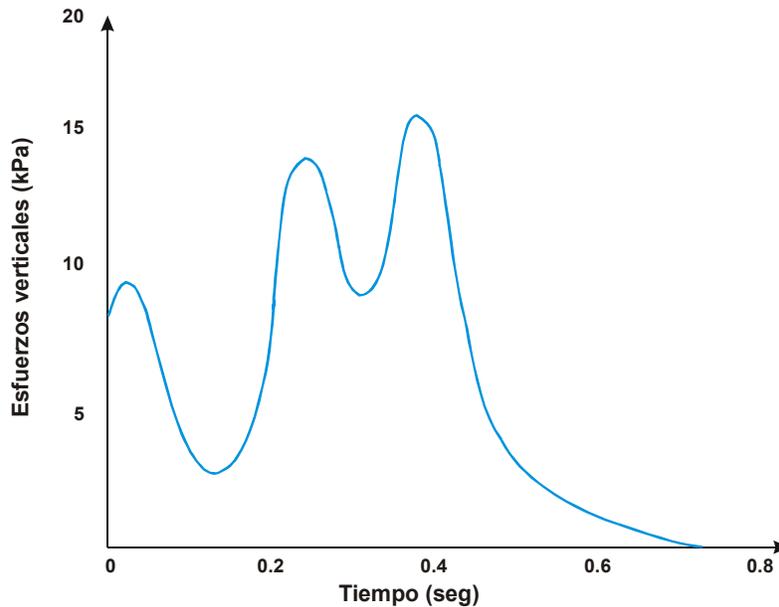


Figura 1-17 Esfuerzos verticales en subrasante bajo carpeta de 165 mm (Brown, 1996)

En otros estudios se observó que en pavimentos parcialmente construidos, sujetos a las cargas del equipo pesado de construcción, los niveles de esfuerzo son mucho mayores (Figura 1-18). Estos datos fueron obtenidos en un tramo de prueba en una arcilla blanda (Bothkennar, Suecia).

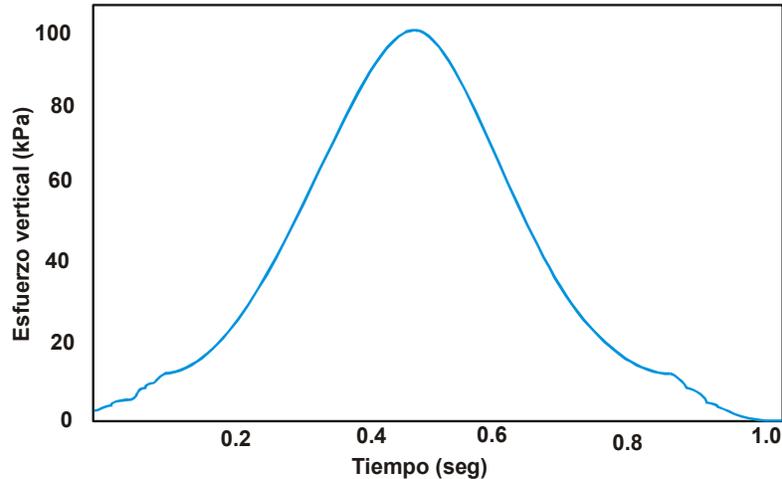


Figura 1-18 Medidas de esfuerzos verticales en subrasantes bajo una capa granular de 350 mm de espesor (Brown, 1996)

1.4 Estimación de niveles de esfuerzo utilizando la teoría de Boussinesq

El tener conocimiento de las primeras teorías para el análisis de sistemas de suelos permite una mejor concepción de las teorías desarrolladas que buscan una solución más efectiva a los problemas que se presentan en una masa de suelo.

La Mecánica de Suelos, para el estudio al interior de los suelos, plantea hipótesis para simplificar su análisis y de alguna manera dar soluciones a los problemas particulares. Sin embargo, tales hipótesis, llevan a caer en errores al hacer suposiciones irreales, pero que facilitan el empleo de modelos matemáticos. Por ello es importante establecer el método de análisis más adecuado para las condiciones que representen al medio en estudio (Juárez y Rico, 1992).

Para el cálculo de esfuerzos en la masa de suelo se han empleado muchas fórmulas basadas en la teoría de la elasticidad, similares entre ellas, pero se diferencian por la suposición que se hace en cuanto a las condiciones elásticas de la masa de suelo y a la geometría del área cargada. Una de las formulas utilizadas más ampliamente es la publicada por Boussinesq en 1885:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad \text{Ecuación 1-1}$$

donde:

P = Carga concentrada actuante

x, y, z = Coordenadas del punto en que se calculan los esfuerzos

r = Distancia radial del origen al eje donde se calculan los esfuerzos

Esta fórmula se emplea para calcular el esfuerzo que una sola carga vertical concentrada (desarrollándose después para otras condiciones de carga), genera al aplicarse en una superficie horizontal de un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico (Figura 1-19). Sin embargo, es bien conocido que un suelo no es homogéneo, ya que las propiedades mecánicas no son las mismas en todos los puntos de su masa, ni isótropo, pues tales propiedades varían para un punto cualquiera, y como su comportamiento esfuerzo-deformación no es lineal, tampoco es linealmente elástico.

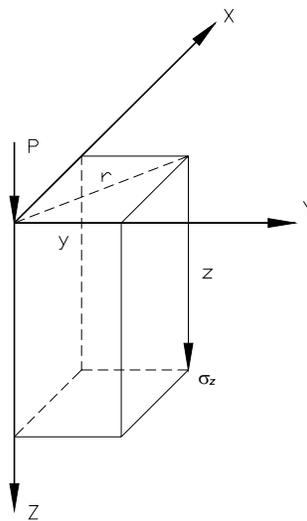


Figura 1-19 Esfuerzos provocados en un punto de una masa de suelo por una carga concentrada en un sistema homogéneo

Las hipótesis para las cuales se desarrolló la fórmula de Boussinesq, están lejos de representar realmente una masa de suelo, no obstante, simplifica el análisis matemático que impone dicha masa.

La teoría de Boussinesq es pues sólo aplicable en un espacio semiinfinito homogéneo elástico, como puede ser el análisis de una prueba de placa en una terracería o la carga de una llanta en un pavimento delgado. Por lo que no es aplicable a un pavimento con una sección que puede decirse típica.

Yoder y Witczak (1975) indicaron que la teoría de Boussinesq puede ser utilizada para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones aproximadas en la subrasante, cuando la relación del módulo de la base es aproximadamente igual a 1. Para pavimentos flexibles convencionales (superficie de rodamiento de concreto asfáltico sobre una base/subbase granular) con una capa delgada de concreto asfáltico típicamente cumple este requisito.

Cuando se aplica una carga simple sobre un área circular, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones más críticos ocurren bajo el centro de la carga circular. En ese punto, los esfuerzos tangenciales y radiales son iguales. La carga aplicada por la rueda es similar a una placa flexible con un radio y presión dados. Los esfuerzos, deformaciones y deflexiones debajo de la placa pueden ser determinados con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 1-2}$$

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left[1 + 2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 1-3}$$

$$\varepsilon_z = \frac{(1+\nu)q}{E} \left[1 - 2\nu + \frac{2\nu z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 1-4}$$

$$\varepsilon_r = \frac{(1+\nu)q}{2E} \left[1 - 2\nu - \frac{2(1-\nu)z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 1-5}$$

$$\omega = \frac{(1+\nu)qa}{E} \left\{ \frac{a}{(a^2 + z^2)^{0.5}} + \frac{1-2\nu}{a} \left[(a^2 + z^2)^{0.5} - z \right] \right\} \quad \text{Ecuación 1-6}$$

donde:

- σ_z = Esfuerzo vertical para una profundidad z
- σ_r = Esfuerzo radial (tensión)
- ε_z = Deformación vertical para una profundidad z
- ε_r = Deformación radial (tensión)
- ω = Deflexión vertical
- q = Presión uniforme de la placa flexible (rueda)
- z = Distancia bajo la superficie a la cual se miden los esfuerzos
- a = Radio de contacto del área circular cargada (m)
- ν = Relación de Poisson del asfalto (adimensional)
- E = Módulo de elasticidad o módulo de resiliencia

1.5 Concepto de Módulo de Resiliencia

Hveem y Carmany (1948) reconocieron que el módulo dinámico de elasticidad para subrasantes es un parámetro de gran importancia para entender el agrietamiento (por fatiga) de las superficies de asfalto y que la carga monotónica podría no ser la adecuada para su determinación.

En 1955, Hveem desarrolló el tema “comportamiento resiliente de los pavimentos”. El propuso la prueba del estabilómetro para caracterizar a las subrasantes.

Seed y sus colegas de la Universidad de California en Berkeley siguieron lo establecido por Hveem. Desarrollaron pruebas de carga repetida e introdujeron el término de módulo de resiliencia (Brown, 1966).

Este término fue cambiado mas tarde por el de módulo resiliente (Seed et al, 1962), el cual fue definido como la magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable, siendo este equivalente al módulo de Young (módulo de elasticidad) y se representa como sigue:

$$M_R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon_{axial}} = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_{axial}} \quad \text{Ecuación 1-7}$$

donde:

M_R = Módulo de resiliencia
 σ_1 = Esfuerzo principal mayor
 σ_3 = Esfuerzo principal menor
 σ_d = Esfuerzo desviador
 ε_{axial} = Deformación recuperable

Durante pruebas de carga repetida se observa que después de un cierto número de ciclos de carga, el módulo llega aproximadamente constante y la respuesta del suelo puede asumirse como elástica. Al módulo que permanece constante se le llama módulo de resiliencia. Este concepto aplica tanto para suelos finos como para materiales granulares.

Así entonces, el concepto de módulo de resiliencia está ligado invariablemente a un proceso de carga repetida.

El parámetro Módulo de Resiliencia, a través de las investigaciones, se ha constituido como un elemento fundamental en el diseño de pavimentos y ha despertado gran interés en el desarrollo de procedimientos de diseño con bases mecanicistas; los cuales lo introducen como un elemento que caracteriza de manera racional el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales que conforman la estructura. Otra gran ventaja es que, con el avance en la computación, se ha podido someter al análisis teorías que pueden aplicarse en forma práctica a las condiciones de diseño.

Actualmente existe una gran tendencia a utilizar los métodos de diseño mecanicistas, ya que muchas agencias están incorporando este parámetro para sus diseños; una de ellas es la guía AASHTO (1993), en cuya aplicación se emplean y se toman en cuenta muchos aspectos como: tránsito, comportamiento del pavimento durante su vida útil, características del suelo que es empleado en las diferentes capas, condiciones ambientales, drenaje, confiabilidad, etc. Este diseño se efectúa mediante nomogramas de diseño o catálogos de estructuras.

Además, por el amplio uso de la computadora, la tendencia es a utilizar directamente los nuevos métodos de diseño; empleando modalidades distintas en el análisis estructural,

considerando sistemas multicapas o mediante la aplicación de programas que emplean el elemento finito.

Se ha llevado a la práctica estudios que tratan de correlacionar los valores de Módulo de Resiliencia con el VRS, muchas de estas correlaciones no han tenido la respuesta que se esperaba, respaldando la correlación con un parámetro intermedio. La desventaja que presentan estas correlaciones es simple porque los errores se van generando, cada vez que es adicionada una correlación (Soutgate y Mahboub, 1994).

Por la tendencia en el diseño de pavimentos, el módulo de resiliencia esta considerado a ser el sustituto del VRS, dado que existe una preferencia por el desarrollo de métodos racionales, basados en la caracterización de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la estructura del pavimento. Estos métodos permiten relacionar los niveles de sollicitación de las cargas que son transmitidas al sistema estructural. La respuesta obtenida permite predecir en principio, los niveles de deterioro esperados a partir de ensayos probados en laboratorio y del comportamiento observado en el campo.

Es muy importante tener en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen las capas del pavimento, ya que de ellas depende la obtención del módulo de resiliencia (Witczak et al., 1995).

Dado que la carga aplicada usualmente es pequeña, la prueba del módulo de resiliencia es una prueba no destructiva y la misma probeta puede ser utilizada para varios ensayos bajo cargas y condiciones ambientales distintas.

2. Comportamiento de suelos cohesivos compactados bajo carga repetida

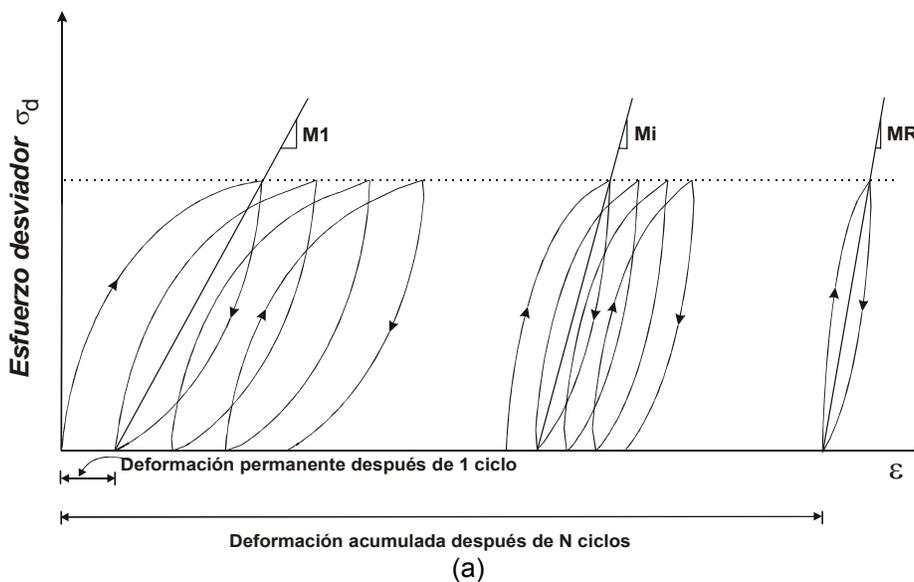
2.1 Mecanismo de deformación de un material sujeto a carga cíclica

De acuerdo con el diseño estructural del pavimento, el tipo y la magnitud de las solicitaciones, las repeticiones de carga acumuladas, las características asociadas al clima y la localización de las diferentes capas de material; el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo puede ser de dos tipos: **resiliente** y **plástico**. (Garnica et al., 2000).

Las deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea y suelen denominarse plásticas a aquellas que permanecen en el pavimento después de cesar la causa deformadora. Bajo carga móvil y repetida, la deformación plástica tiende a hacerse acumulativa y puede llegar a alcanzar valores inadmisibles. Paradójicamente, este proceso suele ir acompañado de una “densificación” de los materiales, de manera que el pavimento fallado puede ser más resiliente que el original.

En la Figura 2-1(a) se ilustra el mecanismo por el cual la deformación permanente se va acumulando; debe hacerse notar el hecho de que en los ciclos intermedios, la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta que prácticamente desaparece en los ciclos finales.

La muestra de suelo llega así a un estado tal en que toda la deformación es recuperable, en ese momento se tiene un comportamiento resiliente (en donde el módulo secante es igual al módulo de resiliencia).



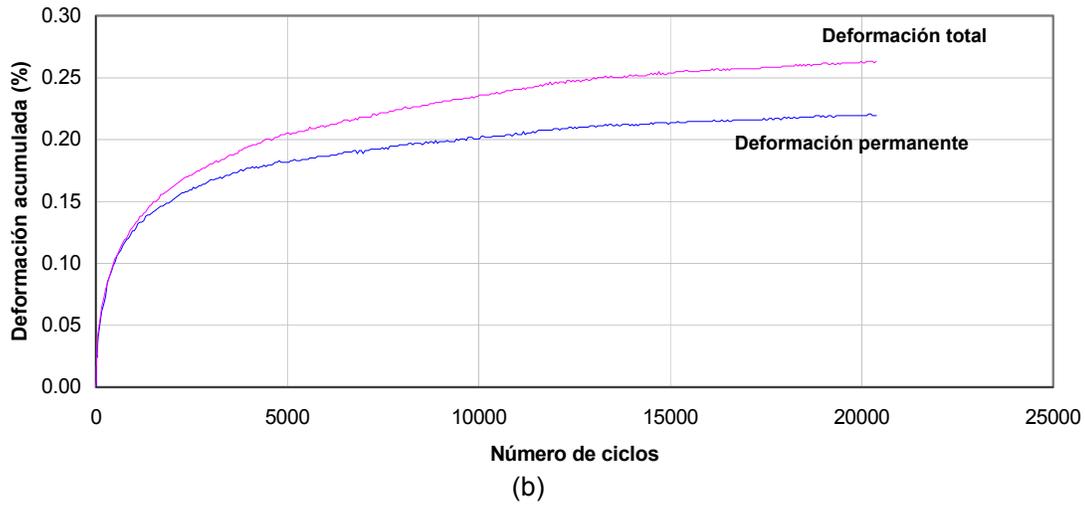


Figura 2-1 Deformación acumulada con el número de aplicaciones del esfuerzo desviador

En la Figura 2-1(b) se muestra la acumulación de las deformaciones total y plástica durante un cierto número de ciclos.

La deformación elástica repetida preocupa sobre todo en materiales con resistencia a la tensión (carpetas asfálticas o capas estabilizadas) colocados en la parte superior de la estructura, en los que se puede llegar a generar una falla de agrietamiento por fatiga si el número de repeticiones es importante y los materiales son susceptibles a este efecto.

La importancia que la deformación tiene en los pavimentos es debida a que en los métodos de diseño actuales la deformabilidad es el punto básico a considerar y, de hecho, la mayoría de ellos se centran en mantenerla en límites razonables.

2.2 Dispositivos experimentales usuales

Existe una gran variedad de dispositivos que son utilizados para la medición del módulo de resiliencia en suelos cohesivos. El empleo de estos equipos varía de acuerdo a los factores o parámetros con los cuales ha de ser comparado el M_R . Entre los dispositivos utilizados con mayor frecuencia se encuentran:

- Equipo triaxial cíclico
- Columna resonante

2.2.1 Equipo triaxial cíclico

2.2.1.1 Descripción del equipo

De manera general, los equipos utilizados para los ensayos de deformación permanente, módulo de resiliencia son capaces de aplicar tanto carga dinámica repetida como presión de confinamiento de magnitud y duración controlada. El equipo triaxial cíclico se compone básicamente de tres unidades (Figura 2-2):

- a. Unidad de registro de información
- b. Unidad de regulación de presión
- c. Unidad de aplicación de carga



Figura 2-2 Unidades que componen el equipo triaxial cíclico

a. Unidad de registro de información

Esta unidad contiene los controles que permiten accionar el equipo electrónicamente para que opere. La unidad fue hecha para controlar la adquisición de datos en un equipo de cómputo personal mediante un programa que tiene integrado. Así mismo, registra la información proveniente de las otras dos unidades, que corresponde a la magnitud de los pulsos de carga, presión de confinamiento y magnitud de deformaciones verticales tanto permanente como resiliente y la reporta en pantalla digital.

El programa que tiene integrado permite al usuario realizar automáticamente las pruebas de módulo de resiliencia aplicando tanto las secuencias propuestas por la AASHTO como las propuestas por la SHRP, así como la prueba de compresión simple reportando las gráficas correspondientes; no así el ensaye de deformación permanente.

b. Unidad de regulación de presión

Consta de una válvula reguladora de presiones de confinamiento, y por lo tanto, es en esta unidad donde se regula manualmente y almacena el aire comprimido (extraseco) a ciertos intervalos de tiempo y desde aquí se transmite a la cámara triaxial.

c. Unidad de aplicación de carga

Las deformaciones verticales son medidas por 3 LVDT's (Linear Variable Differential Transformers), elementos que se encargan de transmitir la magnitud de dichas deformaciones a la unidad de registro y control. Los LVDT's se encuentran localizados en la parte externa de la cámara triaxial (Figura 2-3). Los diferentes intervalos en los que se mide la deformación simulan la velocidad de circulación de un vehículo sobre la estructura de un pavimento. La carga que se aplica a la muestra de suelo compactado es medida por una celda de carga. El sistema de carga es operado por un medio hidroneumático a través de una bomba con capacidad de hasta 3000 lb/plg² de presión. La frecuencia de la carga es gobernada por un controlador de tiempo y es de 10 repeticiones por minuto con una duración de carga de 0.1 segundos, similar a la utilizada por Seed et al. (1965).



Figura 2-3 Cámara triaxial

2.2.1.2 Procedimiento de prueba

El sistema de carga triaxial (Figura 2-2) utilizado en estos estudios fue diseñado, entre otras funciones, para llevar a cabo pruebas bajo carga repetida, lo que intenta simular el estado de esfuerzos producido por varios vehículos en movimiento. Gergan (1972) demostró que los datos obtenidos de este tipo de pruebas dan resultados más cercanos al comportamiento de los materiales en campo.

Para determinar las características de deformación es necesario desarrollar pruebas en muestras que tengan las mismas propiedades (o tan cercanas como sea posible) a las condiciones a las que estará sujeto el material en campo. Esto involucra la preparación de muestras teniendo no solamente el mismo peso específico y contenido de agua, sino también el arreglo estructural que adquieren las partículas del suelo.

La estructura de los suelos compactados depende no sólo del contenido de agua de compactación, peso específico seco y método de compactación; sino que varía también con el tiempo. Además, el peso específico y el contenido de agua varían con el tiempo. Por lo tanto, la selección de las condiciones apropiadas para la determinación del comportamiento esfuerzo-deformación de un material es un aspecto muy importante.

A continuación se presenta el procedimiento de prueba por medio del cual se determinan las características de deformación del suelo en estudio:

- 1 Se realiza un muestreo el cual puede ser de tipo alterado o inalterado. El material obtenido se cuartea y se criba por la malla No.4.
- 2 Una de las variables del procedimiento de preparación es el tiempo de curado del material, que es el lapso comprendido entre el momento en que se añade el agua a la muestra y el momento de compactación; éste es necesario para distribuir uniformemente el agua en el suelo. Para la mayoría de los suelos se recomienda fijar como tiempo de curado un día (Mendoza, 1986).
- 3 Todas las probetas utilizadas en el estudio se compactan variando el contenido de agua; lo que trae como consecuencia un cambio en el peso volumétrico. Utilizando el equipo de laboratorio, se consideran los puntos siguientes para la compactación de muestras:
 - Se compacta el espécimen en un molde metálico de 7.1 cm de diámetro y 14.4 cm de altura. El molde está constituido por dos piezas, las cuales van atornilladas a una base mediante cuatro tornillos Allen.
 - Se coloca el material de la primera capa en el molde, se compacta con cierta energía de compactación y así sucesivamente para cada una de las capas. Se conoce tanto el peso como la altura de caída del pisón.
 - Después de compactar la quinta capa, se enrasa y se pesa el conjunto muestra - molde.
 - Se extrae la muestra del molde y se pesa; se toman sus dimensiones para obtener el área y volumen de la misma, y así determinar su peso volumétrico.
- 4 Cuando la realización de algún ensaye (para determinar propiedades mecánicas) ocurre tiempo después de compactar el suelo, las propiedades de éste sufren cambios importantes con respecto a los especímenes que se prueban inmediatamente después de compactarlos. Por lo tanto, lo ideal es probar las muestras inmediatamente después de la compactación.
- 5 Se coloca la muestra en el marco de carga del equipo triaxial, en el cual se somete a los siguientes ensayes:

- Ensayo de deformación permanente con un esfuerzo desviador de 69 kPa y un esfuerzo de confinamiento de 13.8 kPa (20,000 ciclos de carga). Estos niveles de esfuerzo son el máximo esfuerzo desviador y el mínimo confinamiento propuesto por SHRP para prueba de módulo de resiliencia; además, se considera que estos niveles de esfuerzos son los que se presentan a nivel de subrasante.
 - Ensayo de módulo de resiliencia de acuerdo con la secuencia propuesta por SHRP (Garnica, et al 2000).
- 6 Terminados los ensayos anteriores, se desmonta la muestra para determinar el contenido de agua de compactación así como el peso específico seco de la misma.

Como se ha mencionado, la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y la SHRP (Strategic Highway Research Program) son dos de las organizaciones que han implementado estos procedimientos de prueba. A continuación se muestra una breve descripción de cada uno de ellos:

- **Procedimiento AASHTO T274-82**

Este procedimiento consta de 21 etapas, en cada una se aplican 100 repeticiones. Las primeras cinco secuencias son de acondicionamiento, los cuales ayudan a remover la deformación permanente del espécimen, además de que con este proceso se espera tener un buen contacto entre la muestra y el cabezal, durante estas etapas no se registra ningún dato. Después de la etapa de acondicionamiento, el espécimen es probado a tres presiones de confinamiento y en cada una se incrementa el esfuerzo desviador aplicado. Se registran los datos para los últimos cinco ciclos de cada etapa y finalmente se obtiene una gráfica de esfuerzo desviador contra módulo de resiliencia. El rango de esfuerzos desviadores es de 13.8 kPa a 69 kPa (Tabla 2-1).

No. de secuencia	Presión de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Número de repeticiones
0*	41.4	27.6	100
0*	41.4	27.6	100
0*	41.4	27.6	100
0*	41.4	27.6	100
0*	41.4	27.6	100
1	41.4	13.8	100
2	41.1	27.6	100
3	41.4	41.4	100
4	41.4	55.2	100
5	41.4	69.0	100
6	27.6	13.8	100
7	27.6	27.6	100
8	27.6	41.4	100
9	27.6	55.2	100
10	27.6	69.0	100
11	0	13.8	100
12	0	27.6	100
13	0	41.4	100
14	0	55.2	100
15	0	69.0	100

* Etapas de acondicionamiento (minimizar efectos de irregularidades en el contacto cabezal-muestra, además remover la deformación permanente).

Tabla 2-1 Secuencias de carga de la prueba de Módulo de Resiliencia (AASHTO)

Este procedimiento fue criticado por las etapas de acondicionamiento que se requerían aplicar a la muestra y durante las cuales no se registraban datos.

- **Procedimiento de prueba SHRP**

Las investigaciones llevadas a cabo por parte de la Strategic Highway Research Program (SHRP) condujeron a un estudio del comportamiento de los pavimentos, con el que se obtuvieron una gran cantidad de datos en pavimentos en Norteamérica. Como parte de este estudio se generaron datos correspondientes a la capa subrasante que incluyeron límites de Atterberg, granulometrías, contenido de agua, deflexiones, módulos de resiliencia, etc. Después de que esta información fue evaluada, en 1989 propusieron el Protocol P46 (Procedimiento de prueba del módulo resiliente para suelos finos y suelos granulares) para determinar el módulo de resiliencia en laboratorio, el cual es una modificación de la AASHTO T274-82.

La prueba actual propuesta por SHRP, consiste de 15 etapas de carga. La carga se aplica durante 100 ciclos y en los últimos cinco ciclos se calcula el módulo de resiliencia. Este procedimiento requiere de tres presiones de confinamiento y esfuerzos desviadores del rango de 13.8 kPa a 69 kPa (Tabla 2-2).

No. de secuencia	Presión de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Número de repeticiones
0*	41.1	27.6	100
0*	41.4	27.6	100
1	41.4	13.8	100
2	41.4	27.6	100
3	41.4	41.4	100
4	41.4	55.2	100
5	41.4	69.0	100
6	27.6	13.8	100
7	27.6	27.6	100
8	27.6	41.4	100
9	27.6	55.2	100
10	27.6	69.0	100
11	13.8	13.8	100
12	13.8	27.6	100
13	13.8	41.4	100
14	13.8	55.2	100
15	13.8	69.0	100

Tabla 2-2. Procedimiento para módulo de resiliencia en suelos Tipo II (SHRP).

Contrario a lo que recomienda la AASHTO, el procedimiento SHRP sólo requiere de dos etapas de acondicionamiento. Además en las últimas cinco etapas del procedimiento AASHTO se aplican presiones de confinamiento de cero, mientras que en el procedimiento SHRP las presiones de confinamiento son de 13.8 kPa como mínimas.

2.2.2 Columna resonante

2.2.2.1 Descripción del equipo

La columna resonante es un conjunto de célula triaxial que cuenta con un sistema electromagnético de aplicación de esfuerzos de tensión cíclica y mantenimiento de

presión de confinamiento. Es utilizada para la obtención del módulo elástico o módulo de resiliencia de materiales granulares o arcillosos, así como la determinación del amortiguamiento.

La transmisión flotante y el sistema de medición permite tener en cuenta grandes deformaciones angulares y axiales en el espécimen, así como la obtención de presión intersticial o presión de poro. Por otra parte, cuenta con un sistema automático de fácil funcionamiento para el control del ensayo y registro de los datos, ya que no requiere elementos electrónicos complicados tales como un osciloscopio o un generador de función.

Este dispositivo es capaz de realizar pruebas de columna resonante de módulos / amortiguamiento y pruebas torsionales en suelos y asfaltos (especímenes sólidos y huecos). Es capaz de realizar pruebas triaxiales convencionales (dinámicas y estáticas) incluyendo la consolidación anisotrópica con un hardware adicional. La Figura 2-4 muestra un esquema de los componentes de la columna resonante.

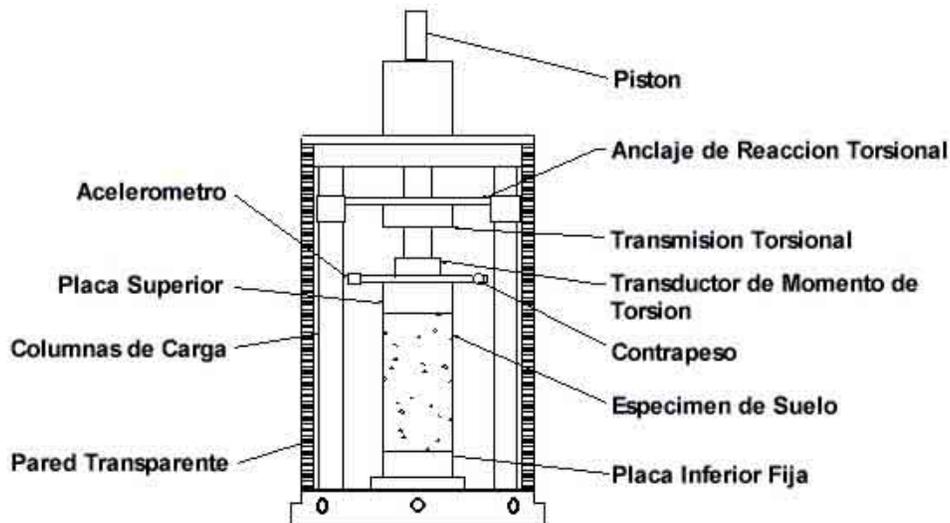


Figura 2-4. Ilustración esquemática de las partes esenciales de la columna resonante.

La presión de confinamiento máxima es de 1.000 kPa (150 psi). Las presiones de confinamiento más altas se obtienen con la pared transparente.

Las placas con los transductores ultrasónicos pueden realizar mediciones de la velocidad de las ondas P y S. La Figura 2-5 muestra una fotografía del sistema de columna resonante utilizado actualmente.



Figura 2-5 Sistema de columna resonante

Este sistema combina las características de los dispositivos de la columna resonante y cortante torsional en un sistema, de tal manera que pueden ser evaluados los efectos de parámetros de suelo tales como relación de vacíos, presión de confinamiento, amplitud de deformación y número de ciclos de carga en módulos cortantes y amortiguamiento de materiales.

De hecho, utilizando todas las opciones disponibles, este sistema es capaz de medir el espectro completo del módulo, extendiéndose de deformaciones ultra bajas a deformaciones altas con un traslape significativo.

Para la prueba de la columna resonante se utiliza un transmisor torsional para vibrar la parte superior del espécimen de suelo en la resonancia del primer modo mientras que el fondo esta fijo.

Además cuenta con dos sensores rotatorios sin impacto y un transductor de momento de torsión asociados al monitor de la placa superior, al movimiento torsionante y al momento de torsión directamente. Los sensores sin impacto están situados en los brazos extendidos para amplificar la deformación rotatoria que proporciona una resolución de la deformación por cortante de 10^{-6} . Un acelerómetro opcional puede también instalarse para medir deformaciones mayores.

Existen sistemas estándares disponibles para especímenes de 71 y de 100 milímetros de diámetro, aunque también pueden utilizarse otras medidas de placas.

Con este sistema, los especímenes del suelo se pueden probar bajo condiciones isotrópicas (hidrostáticas) o anisotrópicas. El sistema que conduce y mide se monta en un marco "flotante" permitiendo deformaciones a un espécimen vertical grande a través de la prueba completa. Su configuración única también permite deformaciones muy grandes de hasta $\pm 20^\circ$.

2.2.2.2 Procedimiento de prueba

A continuación se presenta el procedimiento de prueba por medio del cual se determinan las características del suelo estudiado:

- 1 El suelo primeramente es secado para preparar la muestra
- 2 Se mezcla la cantidad apropiada de suelo y se compacta por amasado con el fin de obtener una probeta de dimensiones estandarizadas (5.1 cm de diámetro y 10.2 cm de altura).
- 3 Las muestras se preparan para distintos contenidos de humedad, tanto para el contenido de humedad óptima como para valores que fluctúen alrededor del mismo.
- 4 Las probetas se envuelven y se almacenan en un cuarto de curado por un periodo de 5 días antes de removerlas y ensayarlas.
- 5 Al momento del ensaye, se coloca una capa de sello en la base y parte superior de la probeta e inmediatamente después se coloca una membrana externa.
- 6 Se mide entonces el comportamiento de las probetas bajo una presión de confinamiento de 41.4 kPa.
- 7 Terminado el ensaye, se desmonta la muestra para determinar el contenido de agua de compactación, así como el peso específico seco de la misma.

2.3 Factores que afectan a la deformación permanente en suelos cohesivos

Los factores principales que determinan la deformación permanente en un suelo cohesivo compactado, sometido a carga repetida, son los siguientes:

- Estado de esfuerzos del suelo.
- Número de aplicaciones del esfuerzo desviador.
- Estado físico del suelo.
- Tipo de suelo.

2.3.1 Estado de esfuerzos del suelo

Seed et al (1955), Monismith et al (1975) y Brown et al (1977) mostraron que el esfuerzo desviador ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) es el principal factor que tiene influencia en la deformación plástica acumulada para suelos finos bajo carga repetida. Un incremento en el esfuerzo desviador conducirá a un incremento en la deformación plástica. Esto significa que σ_3 es un factor secundario (Dingqing Li y Selig E. T., 1996).

2.3.2 Número de aplicaciones del esfuerzo desviador

De los ensayos llevados a cabo en carga repetida, se ha observado que la acumulación de la deformación permanente presenta prácticamente tres etapas en su evolución (Figura 2-6): la primera es casi instantánea, la cual se presenta en los primeros ciclos de carga. Enseguida se observa la fase que puede calificarse como transitoria, en la que la deformación se acumula gradualmente durante los ciclos de aplicación de la carga; y finalmente, se tiende a un estado estable en el que la velocidad de acumulación de la deformación es muy pequeña; a partir de este momento, la aplicación de un número mayor de ciclos de carga ya no tiene mucho efecto en la acumulación de la deformación. La descripción anterior corresponde al mecanismo típico de acumulación de la deformación en suelos finos sujetos a carga cíclica.

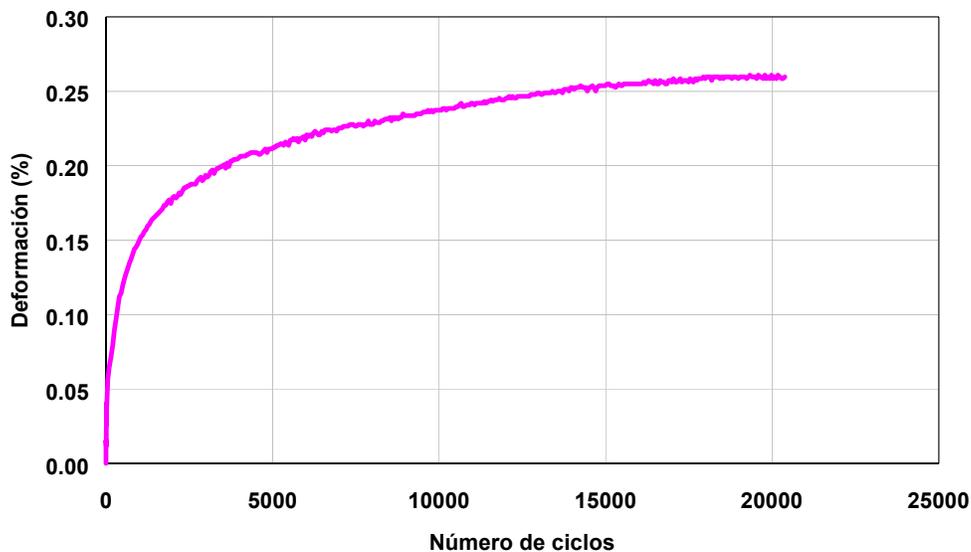


Figura 2-6. Evolución típica de las deformaciones

2.3.3 Estado físico del suelo

Este factor está constituido por el contenido de agua y peso específico seco y tiene un efecto significativo en la deformación plástica acumulada en los suelos.

Garnica et al (2001) realizaron una serie de ensayos con el fin de analizar el efecto de las condiciones de compactación en la deformación permanente. Para este estudio se hará referencia a las muestras A, B, C, D, E, F, G y H (Tabla 2-3).

Prueba	w (%)	γ_d (kN/m ³)	ϵ_p (%)
A	18.40	12.96	0.07
B	35.37	12.95	0.54
C	20.23	14.49	0.09
D	20.10	12.31	0.11
E	19.73	13.60	0.07
F	25.30	12.97	0.18
G	28.64	13.66	0.22
H	30.15	13.01	0.29

Tabla 2-3 Características de ensayos realizados

En la Figura 2.7 se presentan las características de deformación permanente acumulada para las muestras A y B.

La muestra B fue compactada con un contenido de agua de 35.37% (rama húmeda) y energía de compactación de 600 kN-m/m³, en esta muestra se obtuvo un peso específico seco de 12.95 kN/m³. La deformación permanente acumulada al final de la prueba fue de 0.54%, mientras que la muestra A fue compactada con un contenido de agua de 18.40% (rama seca) y una energía de compactación de 710 kN-m/m³, se obtuvo un peso volumétrico seco de 12.96 kN/m³. La deformación permanente acumulada obtenida fue de 0.07%. Es importante hacer notar que la deformación que presenta la muestra A es apenas una décima parte de la que presenta la muestra B.

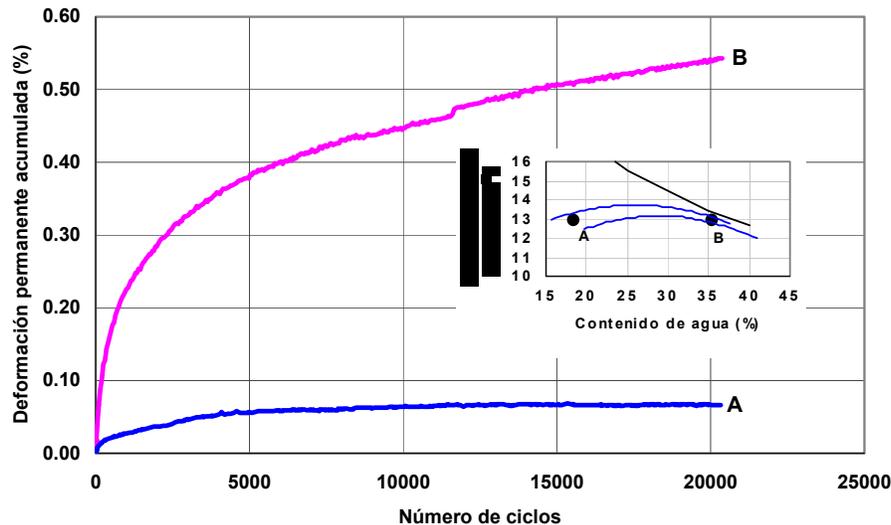


Figura 2-7 Ubicación de puntos en rama seca y rama húmeda

En la Figura 2.8 se presentan los resultados de deformación permanente acumulada de dos muestras compactadas aproximadamente con el mismo contenido de agua pero con diferentes energías de compactación.

En este caso, la muestra C fue compactada con un contenido de agua de 20.23% y la muestra D fue compactada con un contenido de agua de 20.10%. La diferencia en contenido de agua entre ambas muestras es de 0.13%. Se observa cómo la muestra D, que tiene un menor peso volumétrico, se deforma más que la muestra que tiene un peso volumétrico mayor.

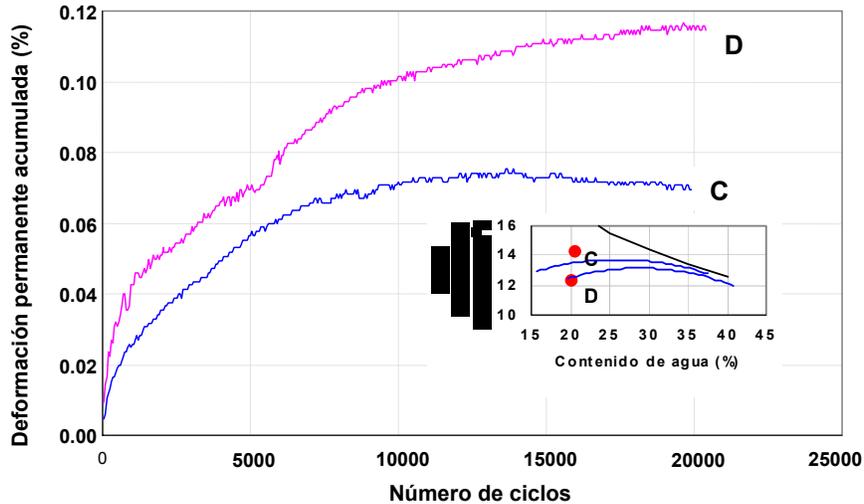


Figura 2-8 Ubicación de dos puntos aproximadamente con el mismo contenido de agua

La Figura 2.9 presenta las curvas de deformación permanente para dos muestras compactadas en el lado seco de ambas curvas de compactación (Próctor estándar F y Próctor modificada E). En este caso se aprecia cómo la muestra compactada con energía Próctor estándar y la cual se compactó con contenido de agua mayor presenta nuevamente mayor deformación.

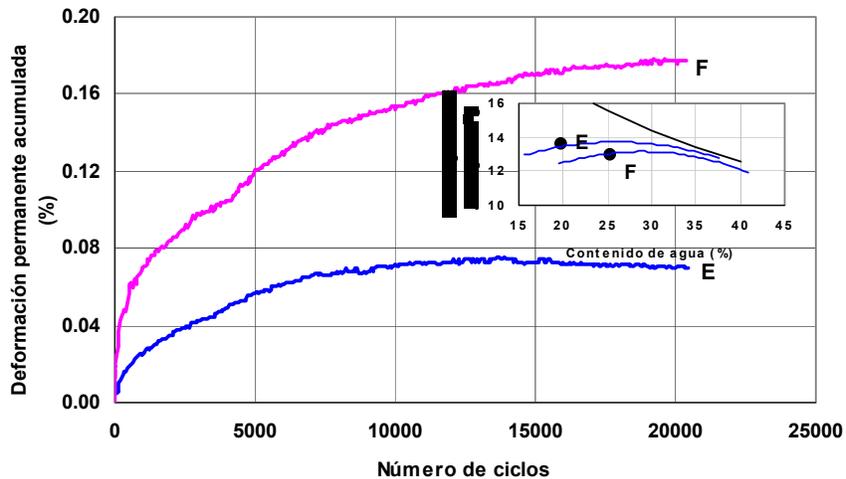


Figura 2-9 Ubicación de dos muestras en la rama seca de las curvas de compactación

El comportamiento de dos puntos localizados aproximadamente en los óptimos de ambas curvas de compactación es similar al presentado anteriormente. A mayor contenido de agua de la muestra se tiene mayor deformación permanente (Figura 2.10).

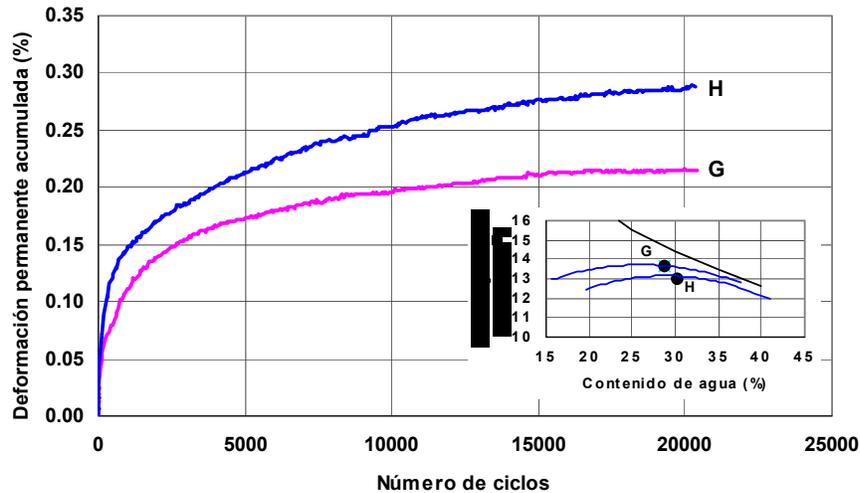


Figura 2-10 Ubicación de dos puntos en los óptimos de las curvas de compactación

De lo comentado anteriormente, se concluye que el contenido de agua tiene un efecto relevante en la acumulación de la deformación permanente de especímenes ensayados bajo carga cíclica.

Las curvas comentadas en párrafos anteriores son típicas del comportamiento esfuerzo-deformación de suelos arcillosos como el estudiado en este caso.

2.3.4 Tipo de suelo

Depende de la estructura del suelo y del método de compactación que se utilice, así como de la energía de compactación que se le aplique, como se analizó en el punto anterior.

2.4 Modelos constitutivos para la determinación del agrietamiento por fatiga y deformaciones permanentes en suelos cohesivos

2.4.1 Modelos de agrietamiento por fatiga

El concepto de daño acumulado, propuesto por Miner en 1945, se utiliza para predecir el fracturamiento por fatiga. Según este concepto, el número permisible de repeticiones de carga está relacionado con el valor de la deformación por tensión en la parte inferior de la carpeta asfáltica. La cantidad de daño se mide por medio de lo que se denomina relación de daño, que es la relación entre los números de repeticiones esperadas y las permisibles.

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

$$N_f = f_1 \varepsilon_t^{-f_2} E_1^{-f_3} \quad \text{Ecuación 2-1}$$

donde f_1 , f_2 y f_3 son constantes que se determinan a partir de ensayos de fatiga llevados a cabo en el laboratorio y f_1 se debe modificar posteriormente para correlacionarlo con el comportamiento observado en el campo.

Para una mezcla asfáltica estándar de diseño, la ecuación del Instituto del Asfalto para limitar a 20% el área afectada por el fracturamiento es:

$$N_f = 0.0796 \varepsilon_t^{-3.291} E_1^{-0.854} \quad \text{Ecuación 2-2}$$

en tanto que en la Compañía Shell es:

$$N_f = 0.0685 \varepsilon_t^{-5.671} E_1^{-2.363} \quad \text{Ecuación 2-3}$$

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

$$N_f = f_1 \varepsilon_t^{-f_2} \quad \text{Ecuación 2-4}$$

La ecuación anterior es utilizada por diversas instituciones. La Tabla 2-4 resume algunos de los valores de f_1 y f_2 propuestos por la literatura (Rico et al, 1998).

INSTITUCIÓN	f_1	f_2
Departamento de Transporte de Illinois, USA	5×10^{-6}	3.00
TRRL, UK.	1.66×10^{-10}	4.32
BRRC, Bélgica	4.92×10^{-14}	4.76

Tabla 2-4 Resumen de algunos valores de f_1 y f_2

2.4.2 Modelos de deformación permanente

Hay dos procedimientos usuales para limitar las deformaciones permanentes. El primero consiste en limitar únicamente la deformación vertical de compresión en la fibra superior de la capa de subrasante y el segundo procedimiento es limitar la deformación permanente acumulada total en la superficie, debida a la contribución de cada una de las capas que conforman el pavimento. En los métodos de diseño del Instituto del Asfalto y de la Compañía Shell, el número de repeticiones admisibles N_d -para limitar las deformaciones permanentes- se relaciona con la deformación vertical de compresión ε_c en la fibra superior de la subrasante, con la ecuación de tipo:

$$N_d = f_4 e^{-f_5}$$

Ecuación 2-5

donde f_4 y f_5 son constantes que se determinan a partir de ensayos de laboratorio, de tramos de prueba o del comportamiento observado en el campo.

En la Tabla 2-5 se muestran los valores típicos de f_4 y f_5 utilizados por diversas instituciones (Rico et al, 1998).

INSTITUCIÓN	f_4	f_5
Compañía Shell		
50% de confiabilidad	6.15×10^{-7}	4.0
85% de confiabilidad	1.94×10^{-7}	4.0
95% de confiabilidad	1.05×10^{-7}	4.0
Instituto del Asfalto	1.365×10^{-9}	4.477
TRRL, U.K.		
85% de confiabilidad	6.18×10^{-8}	3.97
BRRC, Bélgica	3.05×10^{-9}	4.35

Nota: El Instituto del Asfalto especifica una profundidad máxima de rodera de 12.7 mm y el TRR de 10.16 mm.

Tabla 2-5 Valores de f_4 y f_5

En el primer procedimiento de control de deformaciones permanentes se considera que, controlando la deformación por compresión en la fibra superior de la subrasante, se pueden limitar las deformaciones permanentes en la superficie. Supone el correcto control de calidad en las capas superiores.

2.5 Factores que afectan el módulo de resiliencia en suelos cohesivos

Se sabe que el módulo de resiliencia de los suelos no es una propiedad constante, sino que depende de diversos factores. Se han desarrollado extensas investigaciones para investigar la influencia de varios factores que afectan los valores de módulo de resiliencia en suelos cohesivos. A continuación se muestra un resumen de estos factores:

- Parámetros de compactación: peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación.
- Método de compactación.
- Número de aplicaciones del esfuerzo.
- Tixotropía.
- Magnitud del esfuerzo desviador.
- Succión del suelo.

2.5.1 Peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación

El peso volumétrico seco (γ_d) es la relación entre el peso de la fase sólida y el volumen de la muestra de suelo. Este representa un valor particular del peso volumétrico de la masa de suelo (γ_m) para el caso en que el grado de saturación del suelo es nulo.

El contenido de agua o humedad de un suelo (w) es la relación entre el peso de agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Varía teóricamente de 0 a infinito. En la naturaleza la humedad de los suelos varía entre límites muy amplios.

El grado de saturación (G_w) es la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos, y su valor varía de 0 (suelo seco) a 100% (suelo totalmente saturado).

La influencia de estos factores es de particular importancia práctica, ya que con un control apropiado de estos parámetros, un suelo puede ser compactado de manera tal que se puedan minimizar los efectos perjudiciales de las características de alta resiliencia.

Seed et al (1962) y Tanimoto y Nishi (1970) mostraron que las deformaciones resilientes eran relativamente pequeñas para especímenes preparados en el lado seco del óptimo y se incrementaban rápidamente a medida que el contenido de agua excedía el óptimo. Seed et al (1962) y Monismith et al (1967) desarrollaron curvas de deformaciones resilientes en función del contenido de agua y el peso volumétrico seco las cuales podrían ser utilizadas para determinar la influencia de los parámetros de compactación sobre las deformaciones resilientes durante la misma. Se mostró que, para un alto grado de saturación, pequeños cambios en el contenido de agua y la densidad generan grandes cambios en la deformación resiliente.

Thompson y Robnett (1979) mostraron que el módulo de resiliencia decrece cuando se incrementa el grado de saturación.

Con el fin de analizar estos parámetros, el IMT (2001) llevó a cabo un estudio, en el cual se probaron 35 muestras de arcilla de alta compresibilidad. Los pesos volumétricos variaron entre 12 y 15 kN/m³ y los contenidos de agua entre 14 y 36%. Las muestras se sometieron a 20000 ciclos con un esfuerzo desviador de 69 kPa y una presión de confinamiento de 13.8 kPa.

El rango de variación del parámetro módulo de resiliencia fue de 33800 a 186000 kPa, para los rangos de contenido de agua y peso específico seco utilizados.

Tomando como base los datos de módulo de resiliencia obtenidos, se trazaron líneas isocaracterísticas de igual valor de módulo de resiliencia con el fin de observar su comportamiento en el espacio de compactación. Dicho comportamiento se muestra en la Figura 2-11.

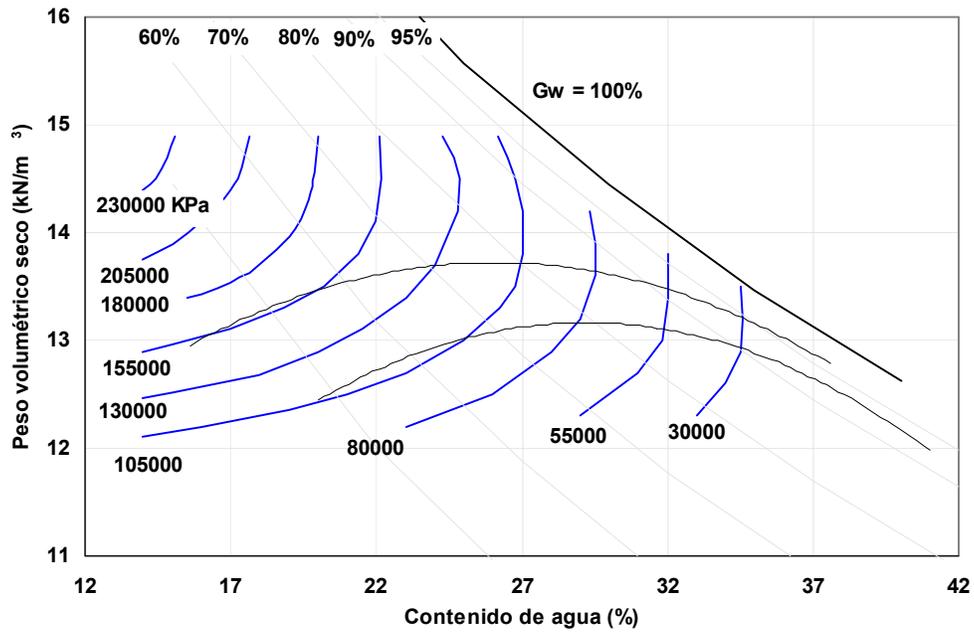


Figura 2-11 Líneas isocaracterísticas para las condiciones de $\sigma_d = 69 \text{ kPa}$ y $\sigma_3 = 13.8 \text{ kPa}$

La Figura 2-11 muestra claramente la influencia del contenido de agua y del peso específico seco en la magnitud del módulo de resiliencia.

Es claro que la magnitud del módulo de resiliencia para un valor de contenido de agua dado, aumenta con el peso volumétrico hasta cierto valor y después disminuye para grados de saturación elevados, en especial después del correspondiente a los óptimos de compactación (Figura 2-12).

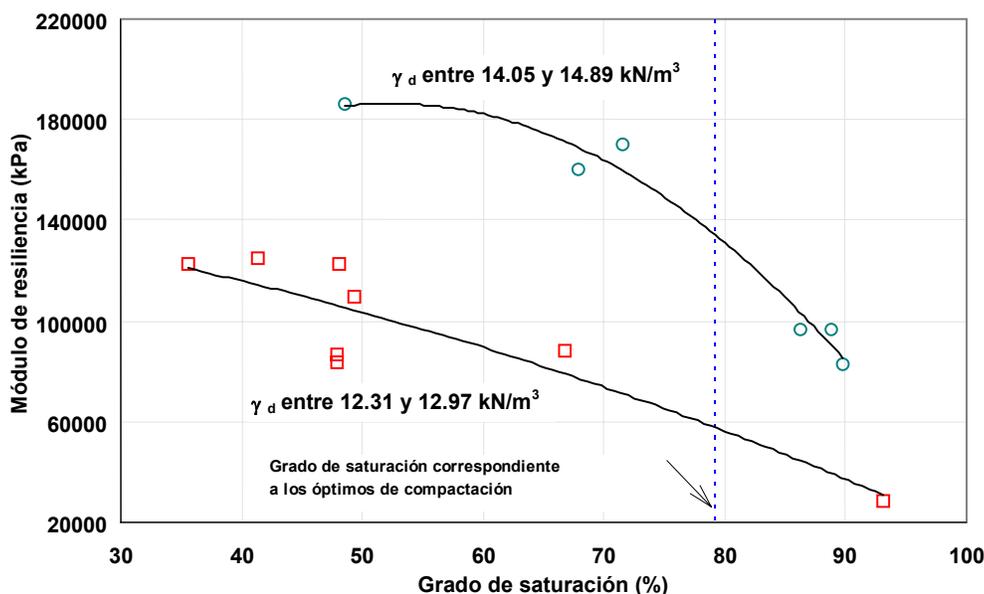


Figura 2-12 Comportamiento del módulo de resiliencia respecto al grado de saturación

Así entonces, la definición del valor para el módulo de resiliencia de un suelo debe de tomar en cuenta los factores mencionados.

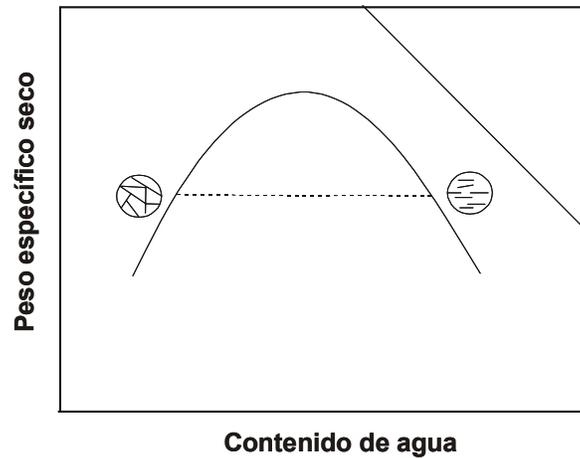
Por lo tanto, debe tenerse en consideración que no se puede asignar un solo valor de módulo de resiliencia a un suelo. Se tiene que determinar entonces un rango de variación apropiado.

2.5.2 Método de compactación

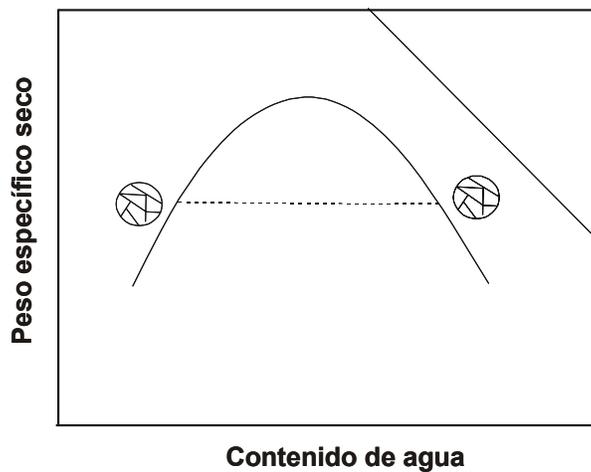
Estudios recientes de las características de resistencia de las arcillas compactadas han mostrado que, para muchos suelos, el método de compactación tiene un profundo efecto en el arreglo que adoptan las partículas de las arcillas (Seed et al. 1962, 1967; Elliott y Thornton 1988).

Los cambios en la estructura parecen deberse, en gran medida, al cortante inducido en el suelo durante la compactación. Por ejemplo, cuando las muestras se compactan a bajos grados de saturación no hay una deformación apreciable inducida por el método de compactación y las partículas de arcilla asumen un arreglo al azar, como se indica en la Figura 2-13. Este tipo de arreglo de las partículas ha sido llamado estructura floculada. Sin embargo, cuando las muestras son compactadas a altos grados de saturación (arriba de 85%), como ocurre en el lado húmedo de la curva de compactación, la resistencia al esfuerzo cortante inducida durante la compactación puede variar considerablemente. Para suelos compactados por medio de amasado, el pisón penetra en el suelo y causa levantamiento adyacente de la superficie del suelo como resultado de las deformaciones. Las partículas de arcilla tienden a alinearse en forma paralela, como se indica en la Figura 2-13 (a). Este tipo de arreglo es llamado estructura dispersa. Sin embargo, si el mismo suelo es compactado estáticamente no hay posibilidad de que exista ningún

desplazamiento lateral y las partículas tienden a conservar su estructura floculada, como se muestra en la Figura 2-13 (b).



(a) Compactación por amasado



(b) Compactación estática

Figura 2-13 Orientación de las partículas en arcillas compactadas

En la literatura se presentan una gran cantidad de datos experimentales que sustentan lo comentado anteriormente.

Al comparar la resistencia a la compresión simple que se obtuvo en muestras compactadas (del lado seco) con métodos estáticos y por amasado, es posible apreciar una diferencia poco significativa; sin embargo, si a las muestras compactadas (mediante ambos métodos) se les incrementa el grado de saturación a valores cercanos al 100%, las resistencias presentan una gran variación. Lo mismo se puede decir de las características

de resiliencia de las arcillas compactadas. La Figura 2-14 muestra los valores de módulo de resiliencia desarrollados a 60000 aplicaciones, en muestras preparadas para toda la curva de compactación. Para contenidos de agua entre 16 y 18% la variación en módulos de resiliencia obtenidos por ambos métodos presenta diferencias muy marcadas.

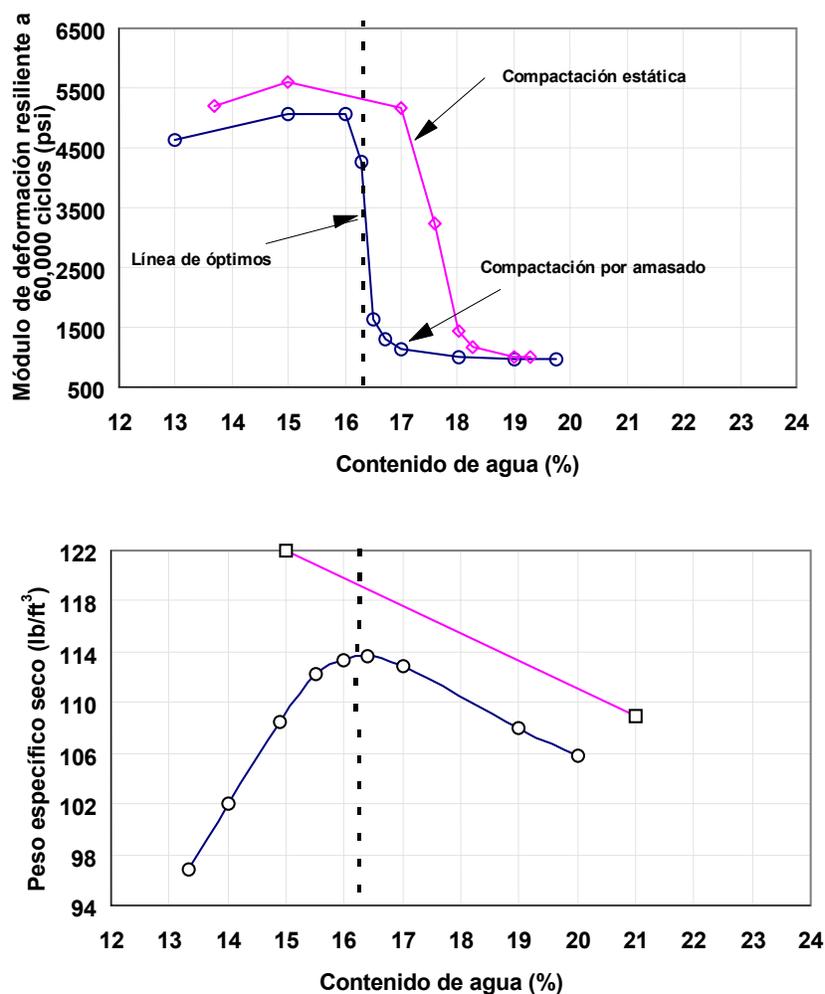


Figura 2-14 Efecto del método de compactación en las características de resiliencia

En general, las muestras compactadas estáticamente muestran valores más altos de M_R y de γ_d comparados a aquellas creadas mediante compactación por amasado.

2.5.3 Número de aplicaciones del esfuerzo

Cuando la carga repetida es aplicada, el suelo experimenta una deformación plástica más una deformación recuperable. Se han realizado muchos estudios sobre los efectos de la repetición de cargas sobre la deformación plástica de suelos cohesivos (Brown et al., 1975; Raymond et al., 1979; Seed et al., 1955; 1958; 1960; 1961; 1962; 1967; Monismith

et al., 1967 y Grainger y Lister, 1962). Estos estudios mostraron que la deformación plástica se incrementa continuamente con las repeticiones de carga como función de la magnitud e historial de los esfuerzos, sensibilidad del suelo, así como la frecuencia y duración de la carga.

Seed et al. (1962) y Tanimoto y Nishi (1970) mostraron que la deformación resiliente de suelos compactados en laboratorio en el lado húmedo de la curva de compactación varía marcadamente en los primeros millares de repeticiones de carga y después decrece gradualmente; los suelos compactados en el lado seco muestran una variación relativamente pequeña en la deformación resiliente. Tanimoto y Nishi (1970) mostraron también que los cambios de deformaciones resilientes de especímenes inalterados obtenidos en subrasantes en servicio son similares a aquellos de especímenes compactados en el lado húmedo en el laboratorio; la variación de la deformación resiliente de muestras inalteradas es comparativamente pequeña no obstante el contenido de agua más alto. Monismith et al. (1967) reportaron resultados de pruebas en suelos naturales de subrasantes que indicaron que las deformaciones resilientes tienden a ser estables o decrecen ligeramente con la repetición de cargas arriba de aproximadamente 1000 aplicaciones y entonces permanece constante o decrece ligeramente.

Para analizar el comportamiento del módulo de resiliencia de un suelo, se sometieron varios especímenes de arcilla compactada a pruebas de módulo de resiliencia con la secuencia recomendada por el Programa Estratégico de Investigación de Carreteras (SHRP); todos los ensayos se llevaron a cabo utilizando onda tipo senoidal con tiempo de aplicación de carga de 0.1 segundos y 0.9 segundos de periodo de reposo.

La Figura 2-15 muestra un ensaye realizado sobre una muestra de arcilla compactada con un peso volumétrico seco de 12.31 kN/m^3 y contenido de agua de 20.10%. Se puede notar una variación importante del módulo durante todo el proceso de carga cíclica. Al aumentar el número de ciclos parece tender a un valor constante, tal como sucedió en los estudios realizados por otros investigadores.

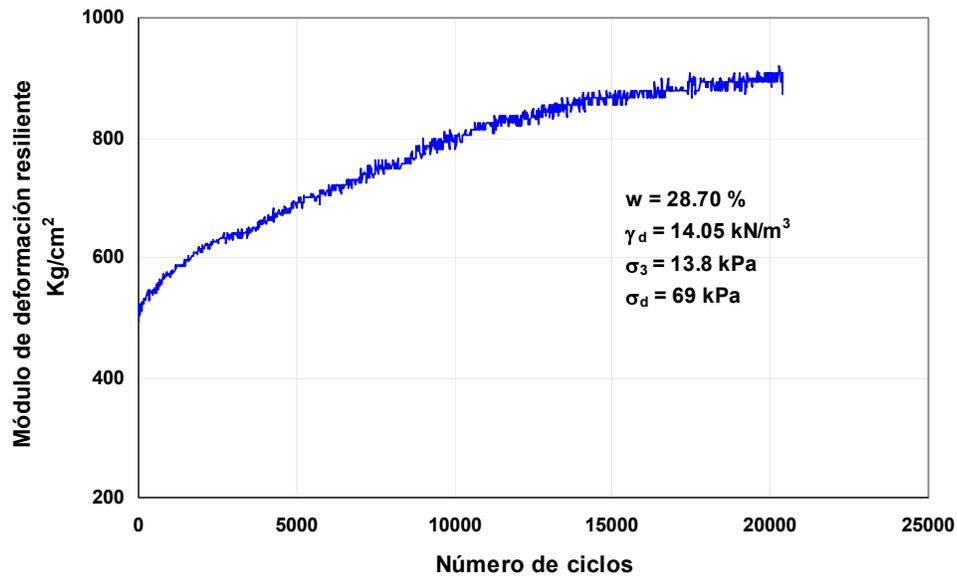


Figura 2-15 Variación del módulo con el número de ciclos

2.5.4 Tixotropía

Se ha dicho que entre las partículas arcillosas se ejercen fuerzas debidas a las ligaduras fisicoquímicas que se manifiestan en sus respectivas películas envoltentes de agua y cationes adsorbidos. Un amasado enérgico de la arcilla, puede romper esas ligaduras momentáneamente, lo cual se refleja macrofísicamente por una pérdida sensible de las propiedades de resistencia del material. Sin embargo, la mayoría de las arcillas vuelven más o menos lentamente a sus propiedades originales; este fenómeno se conoce como tixotropía. El fenómeno es consecuencia del restablecimiento de las películas adsorbidas en su primitiva condición.

En estudios previos sobre arcillas compactadas (Mitchell, 1960; Seed y Chan, 1957; y Seed et al., 1960) se ha encontrado que las muestras compactadas a altos grados de saturación, particularmente por métodos de compactación que inducen cortantes en el suelo, muestran un pronunciado incremento en la resistencia si se permite un periodo de reposo. Este incremento en resistencia es atribuido a la tixotropía y al cambio progresivo en los arreglos de las partículas y presiones de poro del agua dentro del suelo en un tiempo prolongado. Efectos similares han sido observados en estudios acerca de las características resilientes de arcillas compactadas; como se ilustra en la Figura 2-16 para muestras de subrasante del tramo de prueba AASHO preparadas por amasado.

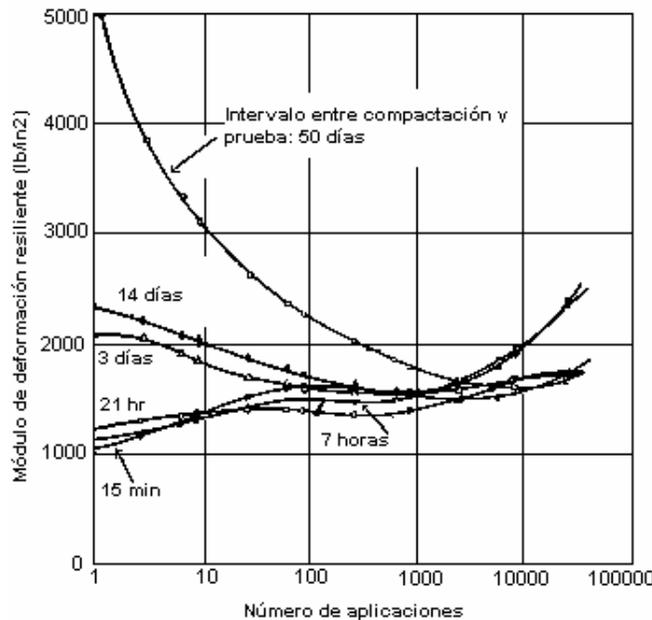


Figura 2-16 Efecto de la tixotropía en las características de resiliencia de un suelo de subrasante en el tramo de prueba AASHO (Seed, Chan y Lee)

En el trabajo de Seed et al (1962) se reportaron muestras que se prepararon con características semejantes y que fueron ensayadas bajo las mismas condiciones a intervalos de tiempo de 15 minutos, 7 horas, 21 horas, 3 días, 14 días y 50 días después de la compactación. El efecto de la tixotropía en el módulo resiliente varía con el número de repeticiones. A menos de 10,000 aplicaciones, un incremento en el tiempo de almacenamiento previo a la prueba causa un aumento en el módulo resiliente; pero para mayor número de repeticiones los valores ya no son afectados significativamente por el periodo de almacenamiento. Esto probablemente es debido a que las deformaciones inducidas por la carga repetida progresivamente destruyen en gran medida la resistencia ganada. Sin embargo, vale la pena hacer notar que para un bajo número de repeticiones de carga y el nivel de esfuerzo usado en estas pruebas, la diferencia en el módulo de resiliencia entre muestras probadas inmediatamente o un día después de la compactación y muestras probadas después de 50 días puede variar entre 300 y 400%.

El efecto de la tixotropía es más significativo para muestras compactadas en el lado húmedo del óptimo que para aquellas compactadas en el lado seco del óptimo (Tanimoto y Nishi 1970).

2.5.5 Magnitud del esfuerzo desviador

El módulo de resiliencia de suelos cohesivos está afectado significativamente por la magnitud del esfuerzo desviador y del esfuerzo de confinamiento. Varios estudios (Seed et al., 1962; Monismith et al., 1967; Thompson y Robnett, 1979; Tanimoto y Nishi, 1970; Brown et al., 1975) mostraron que, a bajos niveles de esfuerzo desviador repetido, el

módulo de resiliencia decrece rápidamente con el incremento del esfuerzo desviador; el índice de decremento es más pequeño que para esfuerzos desviadores más grandes.

La Figura 2-17 fue generada con una muestra arcillosa previamente compactada con un contenido de agua de 29.9 % y para la cual se obtuvo un peso volumétrico de 13.93 kN/m³.

De la Figura 2-17 se puede notar la clara dependencia que presenta el módulo de resiliencia con el esfuerzo desviador aplicado y la poca influencia del esfuerzo de confinamiento (σ_3) en el mismo módulo.

Por otro lado, los valores del módulo de resiliencia decrecen rápidamente con el incremento del esfuerzo desviador. Sin embargo, la variación ya no se aprecia tanto a niveles de esfuerzo desviador mayores a 40 kPa.

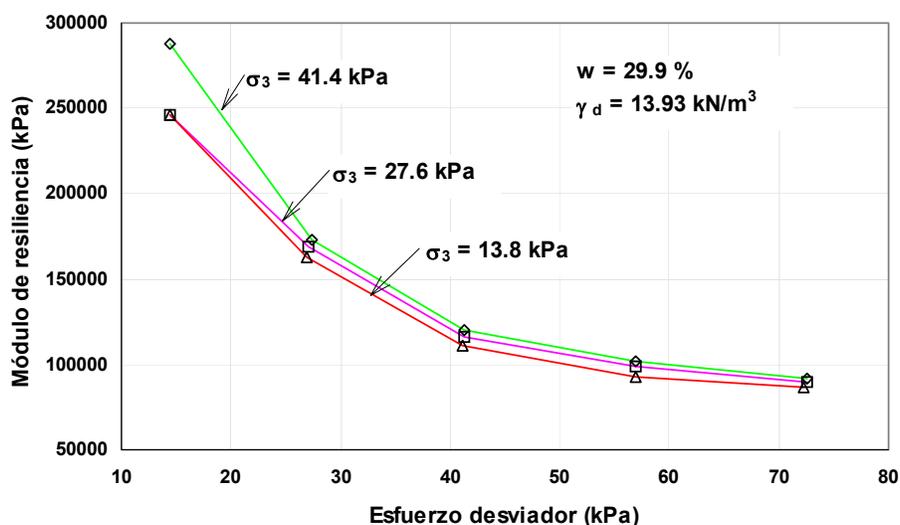


Figura 2-17 Efecto de la intensidad del esfuerzo en las características de resiliencia

Generalmente para valorar el módulo de resiliencia se utiliza un esfuerzo desviador de 69 kPa (10 psi). Sin embargo, el esfuerzo desviador debe de valorarse de acuerdo con el estado de esfuerzos que ocurren en la subrasante.

2.5.6 Succión del suelo

Aunque no es técnicamente correcto, el término succión puede ser descrito en forma simple como una medida de la afinidad del suelo con el agua (W. K. Wray, 1984).

La succión total del suelo fue definida en 1960 como “la magnitud de la presión relativa a la presión externa del gas en el agua del suelo”. La succión del suelo está compuesta principalmente por dos tipos diferentes de succión: la succión mátrica, la cual es una presión negativa actuando en los granos sólidos del suelo y la succión osmótica, que está asociada al contenido de sales. Además, pudiera añadirse una tercera componente, Ω ,

por efecto de sobrecarga. La succión se expresa en cm de columna de agua. Estas presiones son negativas necesariamente, para mantener las condiciones de equilibrio en el suelo.

Dehlen (1969) y Finn et al. (1972) mostraron que existe una relación lineal entre el módulo de resiliencia medido mediante pruebas de laboratorio y la succión de humedad del suelo. Esto mostró también que los especímenes preparados en laboratorio exhiben las mismas características de rigidez que los especímenes compactados en campo cuando los especímenes son comparados utilizando los mismos valores de succión.

Fredlund et al. (1975, 1977) propuso el módulo de resiliencia como una función de tres variables de esfuerzos: la red de esfuerzos de confinamiento ($\sigma_3 - u_a$), el esfuerzo axial ($\sigma_1 - \sigma_3$), y la matriz de succión ($u_a - u_w$).

2.6 Determinación de módulos de resiliencia para suelos cohesivos

El módulo de resiliencia de suelos finos decrece con el incremento en el esfuerzo desviador σ_d . En el laboratorio $\sigma_2 = \sigma_3$, por lo tanto, el esfuerzo desviador se puede definir como:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$$

Ecuación 2-6

La Figura 2-18 muestra la relación general entre módulo de resiliencia y esfuerzo desviador para suelos finos obtenidos en pruebas de laboratorio en carga repetida.

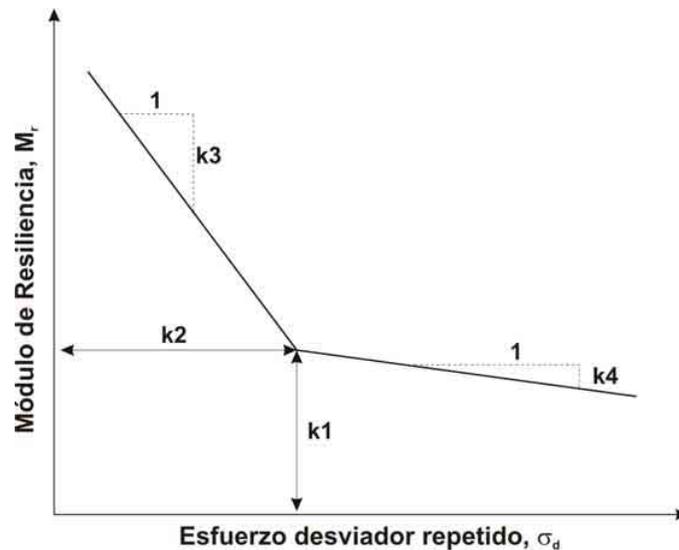


Figura 2-18 Relación general entre módulo de resiliencia y esfuerzo desviador para suelos finos

El comportamiento bilineal puede ser expresado como:

$$M_r = K_1 + K_3(K_2 - \sigma_d)$$

Ecuación 2-7

cuando $\sigma_d < K_2$

$$M_r = K_1 + K_4(\sigma_d - K_2)$$

Ecuación 2-8

cuando $\sigma_d > K_2$

en los cuales K_1 , K_2 , K_3 y K_4 son constantes del material.

Thompson y Elliott (1985) indicaron que el valor del módulo de resiliencia en el punto de quiebre de la curva, como se indica por K_1 en la Figura 2-18, es un buen indicador del comportamiento resiliente, mientras que las otras constantes K_2 , K_3 y K_4 , muestran menos variabilidad que K_1 . Ellos clasificaron los suelos finos en cuatro según su consistencia, muy blandos, blandos, medios y rígidos, como se puede apreciar en la Figura 2-19. El máximo valor de módulo de resiliencia está gobernado por un esfuerzo desviador de 2 psi (13.8 kPa). El mínimo módulo de resiliencia está limitado por las presiones de confinamiento, las cuales son 6.21 psi (42.8 kPa), 12.90 psi (89.0 kPa), 22.85 psi (157 kPa) y 32.8 psi (226 kPa) para los cuatro suelos.

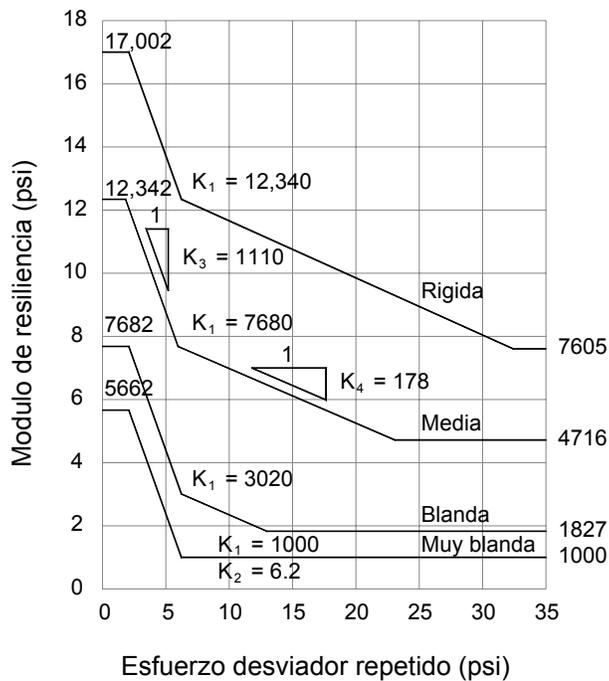


Figura 2-19 Relación entre esfuerzo y módulo de resiliencia para cuatro tipos de materiales de subrasante (según Thompson y Elliott)

La Tabla 2-6 muestra algunos de los valores típicos de los parámetros de las ecuaciones 3-3 y 3-4, de acuerdo a la consistencia del material.

Consistencia	K ₁ (kPa)	K ₂ (kPa)	K ₃	K ₄	M _{Rmax}	M _{Rmin}
Muy blanda	6900	43	1110	0	39000	6900
Blanda	21000	43	1110	178	53000	12600
Media	53000	43	1110	178	85000	32500
Rígida	85000	43	1110	178	117000	52500

Tabla 2-6 Valores típicos de módulo de resiliencia

2.7 Correlaciones

Considerando que en la mayoría de las agencias, instituciones y empresas dedicadas al diseño de pavimentos no cuentan con el equipo para realizar la prueba de módulo de resiliencia, se han desarrollado investigaciones tendientes a establecer correlaciones entre éste y otras características como el valor relativo de soporte y el valor de resistencia R.

Heukelum y Klomp han reportado correlaciones entre el Valor Relativo de Soporte (VRS) y el módulo de resiliencia (usando pruebas de compactación dinámica). La correlación está dada por la siguiente relación:

$$M_R(\text{psi}) = 1500 \times \text{VRS} \quad \text{Ecuación 2-9}$$

Esta correlación es razonable para suelos finos con un VRS menor de 10 (condición saturada).

Una relación similar ha sido desarrollada por el Instituto del Asfalto, la cual relaciona el valor de resistencia R y el Módulo de Resiliencia como sigue :

$$M_R(\text{psi}) = A + B \times (\text{Valor de R}) \quad \text{Ecuación 2-10}$$

donde:

$$A = 772 \text{ a } 1,155$$

$$B = 369 \text{ a } 555$$

Para propósitos de la Guía AASHTO se puede utilizar la siguiente correlación para suelos finos (R igual a 20 o menor):

$$M_R = 1,000 + 555 \times (\text{Valor de R}) \quad \text{Ecuación 2-11}$$

Para materiales de base y subbase se tienen las siguientes correlaciones para convertir VRS o valor de R a Módulo de Resiliencia:

θ (kPa)	Módulo de Resiliencia	
690	740xVRS	1,000 + 780xR
207	440xVRS	1,100 + 450xR
138	340xVRS	1,000 + 350xR
69	250xVRS	1,000 + 250xR

donde θ es la suma de los esfuerzos principales, $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$.

Tabla 2-7. Correlaciones para módulo de resiliencia.

Por otro lado Woojin Lee, et al. (1997) llevaron a cabo un estudio en el que desarrollaron una serie de pruebas de módulo de resiliencia para suelos típicos de Indiana en Estados Unidos. Se utilizaron cinco suelos cohesivos y un suelo granular.

El programa experimental de laboratorio consistió en pruebas de compresión no confinada, pruebas triaxiales repetidas de módulo de resiliencia, etc. En la prueba de compresión no confinada, la muestra se deformó 1.5 mm (a una velocidad de 1% de deformación por minuto) después se llevó a cabo la prueba de módulo de resiliencia siguiendo el procedimiento AASHTO T274-82. Con los datos obtenidos, se determinaron una serie de correlaciones entre el módulo de resiliencia y pruebas de compresión no confinada para todos los suelos estudiados.

Un ejemplo se presenta en la Figura 2-20, en la cual se observa que existe una buena correlación entre módulo de resiliencia y la resistencia a la compresión simple a 1% de deformación.

Estos datos sugieren que podría usarse una correlación entre una prueba de compresión simple y módulo de resiliencia para estimar este último.

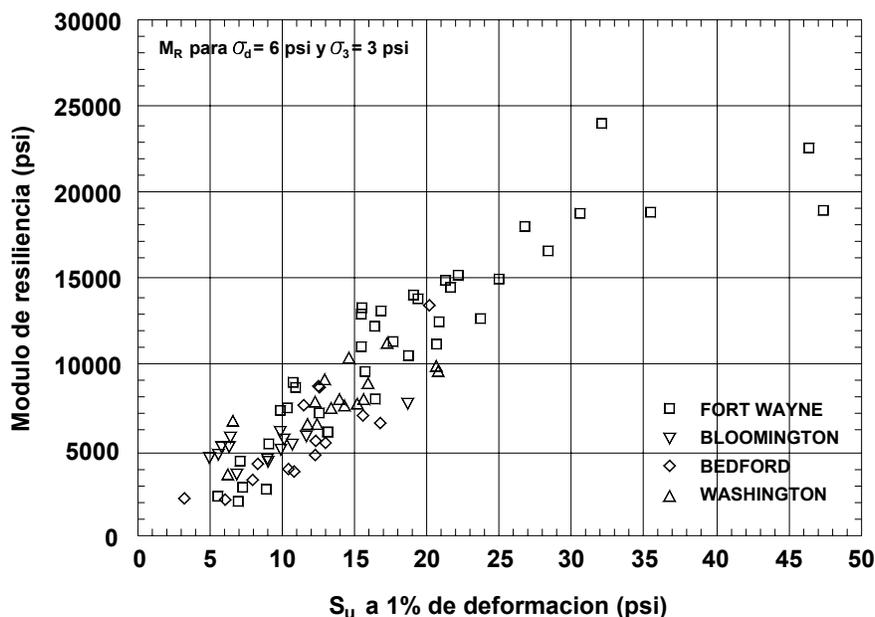


Figura 2-20 Relación entre M_r ($\sigma_d = 6$ psi, $\sigma_3 = 3$ psi) y $S_{u1.0\%}$

En la Reunión del TRB (Transportation Research Board), celebrada en junio de 1998, en Washington, D.C., fue presentado un Catálogo de recomendaciones para el diseño de pavimentos flexibles. Dicho documento fue elaborado por la NCHRP (National Cooperative Highway Research Program), con base en varias fuentes, tales como las opiniones de un amplio grupo de expertos en diseño, datos obtenidos en tramos de prueba de los Estados Unidos de Norteamérica, revisión de manuales de diseño de la FHWA (Federal Highway Administration), revisión de la Guía AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993) para diseño de estructuras de pavimento, etc.

La Tabla 2-8 proporciona valores típicos de módulo de resiliencia y otras características, para diferentes tipos de suelos cohesivos susceptibles de usarse en la construcción de pavimentos.

Todos los valores de módulo de resiliencia que se han indicado son sólo valores de referencia y en ningún caso deben usarse para diseños particulares. Siempre se deberá recurrir al estudio experimental del suelo en cuestión en cada problema particular.

En México, las dependencias de construcción y diseño de pavimentos pueden recurrir actualmente al Instituto Mexicano del Transporte para realizar pruebas de módulo de resiliencia para la caracterización de los suelos regionales que son comúnmente utilizados en la construcción de carreteras y aeropistas.

Tipo de suelo AASHTO	Descripción	SUCS	γ_d (kN/m ³)	VRS %	Valor K (MPa/m)	Módulo resiliente (MPa)
Suelos de grano fino *						
A-4	Limo	ML, OL	14.1-16.5	4 – 8	6.79-44.79	14.07-42.22
	Grava-arena-limo		15.7-19.6	5 – 15	10.86-59.72	28.14-56.29
A-5	Limo alta compresibilidad	MH	12.6-15.7	4-8	6.79-51.58	14.07-42.22
A-6	Arcilla plástica	CL	15.7-19.6	5-15	6.79-69.22	14.07-70.37
A-7-5	Arcilla baja compresibilidad	CL, OL	14.1-19.6	4-15	6.79-58.36	14.07-70.37
A-7-6	Arcilla alta compresibilidad	CH, OH	12.6-17.3	3-5	10.86-59.73	28.14-70.37

Tabla 2-8 Valores de módulo de resiliencia y otras características de suelos cohesivos para pavimentación

3 Comportamiento de materiales granulares bajo carga repetida

3.1 Introducción

Uno de los factores más importantes en la caracterización de los materiales de pavimentación es la deformación permanente que experimentan por efecto de la repetición de cargas, este factor es quizá el más importante a considerar, si se toma en cuenta que, en la mayoría de los casos, los pavimentos llegan a la falla debido al grado de deformación que han sufrido, disminuyendo su calidad de servicio a niveles de rechazo. Por lo anterior, en los estudios de materiales para pavimentación debe ponerse especial énfasis en la determinación de las características de deformación permanente.

Una de las formas de deterioro más fuertemente asociada a los mecanismos de falla de los pavimentos flexibles es la formación de roderas, las cuales se generan por la acumulación de deformación permanente en la superficie, que puede, en principio, incluir contribuciones de todas las capas del pavimento.

La Figura 3.1 ilustra la formación de roderas en un pavimento asfáltico, señalando las deformaciones de las diferentes capas, que contribuyen a la deformación permanente total en la superficie del pavimento, indicada como profundidad de rodera.

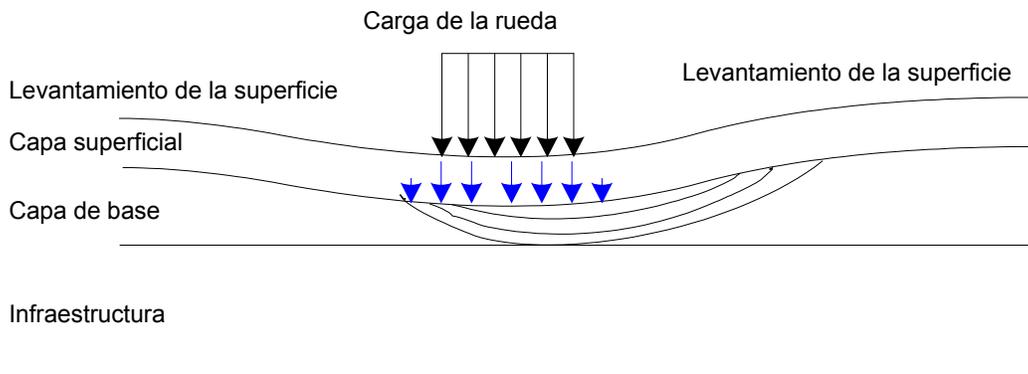


Figura 3-1 Mecanismo de deformación de roderas en un pavimento asfáltico

La Figura 3.2 muestra las mediciones de la deformación permanente desarrollada a lo largo de 4 años, en las diferentes capas de un pavimento asfáltico (Brown, 1996).

Puede apreciarse en la figura, la deformación total medida en la superficie y la contribución de cada una de las capas a la deformación total de la estructura.

Brown (1996) señala que en pavimentos con capas asfálticas gruesas, generalmente las roderas se generan por las deformaciones permanentes en estas capas; pero en pavimentos con carpetas delgadas, las capas granulares y la subrasante son las que provocan la mayor parte de la deformación, principalmente si las condiciones de drenaje son inadecuadas.

En algunos tramos de prueba construidos en Bothkennar (Brown, 1996), la capa de material granular contribuyó con una tercera parte de la profundidad de la rodera; pero hubo tramos en donde la totalidad de la profundidad de las roderas fue generada por la deformación de la capa subrasante.

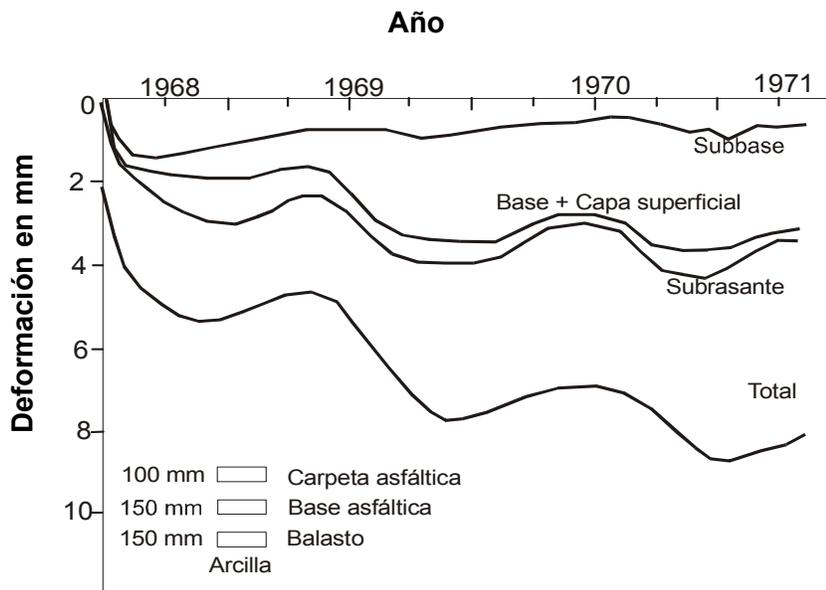


Figura 3-2 Deformaciones permanentes medidas en un período de cuatro años en tramo experimental

La acumulación de deformación plástica o permanente de materiales granulares bajo carga repetida ha recibido relativamente menos atención experimental que las relaciones esfuerzo-deformación resilientes. Esto se debe, en parte, a que los experimentos se realizan con pruebas destructivas y se requiere ensayar mucho más especímenes para obtener información adecuada.

M.A. Kamal reporta resultados de deformación permanente obtenidos de las pruebas de carga repetida practicadas a un material granular preparado con 8 diferentes granulometrías cuyas curvas se muestran en las Figuras 3.3 a) y b).

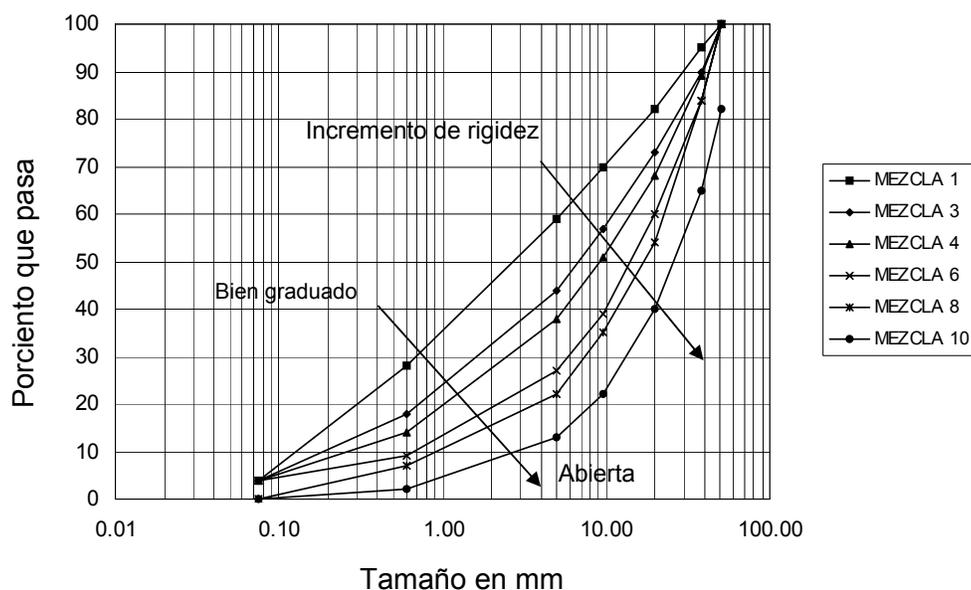


Figura 3-3 (a) Granulometrías utilizadas en los ensayos

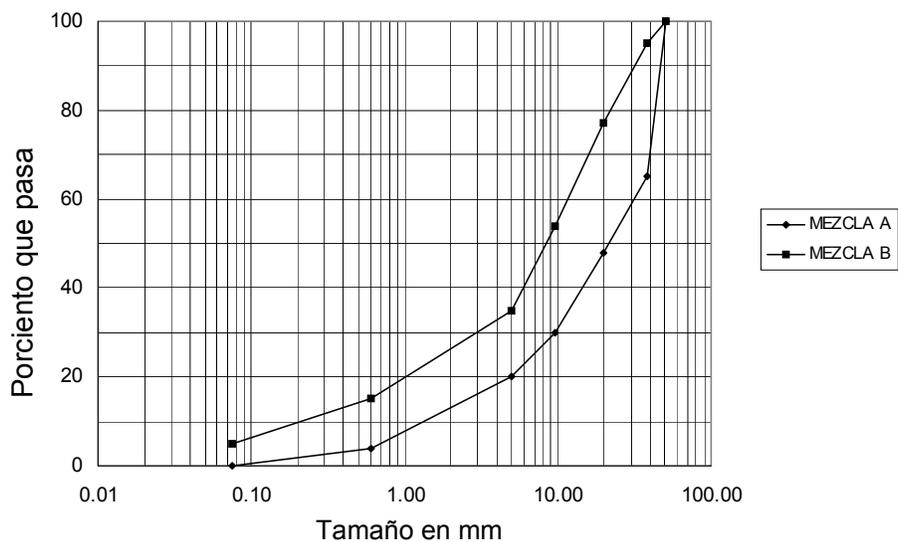


Figura 3-3 (b) Límites de la zona granulométrica especificada

El comportamiento plástico del material bajo carga repetida, se estudió aplicando un esfuerzo desviador repetido y midiendo la deformación no recuperable en cada ciclo, antes de realizar el programa de pruebas de comportamiento elástico.

Los resultados obtenidos en el material preparado con las 8 diferentes granulometrías se muestran en la Figura 3.4.

En la figura puede apreciarse que la resistencia a la deformación permanente es, generalmente, mayor en los materiales bien graduados en comparación con los materiales uniformes.

Después de realizar los ensayos de comportamiento elástico, las muestras fueron sometidas nuevamente a un proceso de carga repetida con el fin de investigar la velocidad de acumulación de deformación permanente antes y después de las pruebas de comportamiento elástico.

La deformación permanente fue medida durante la aplicación de 10,000 repeticiones de carga, encontrándose que en todos los materiales, la velocidad de acumulación de deformación fue insignificante comparada con los valores medidos antes de las pruebas de deformación elástica. Sin embargo, se encontró que los resultados concuerdan con los trabajos de Morgan (citado en M.A. Kamal, et al) que muestran que aún para 10^6 ciclos de carga, el material no logra un comportamiento totalmente estable.

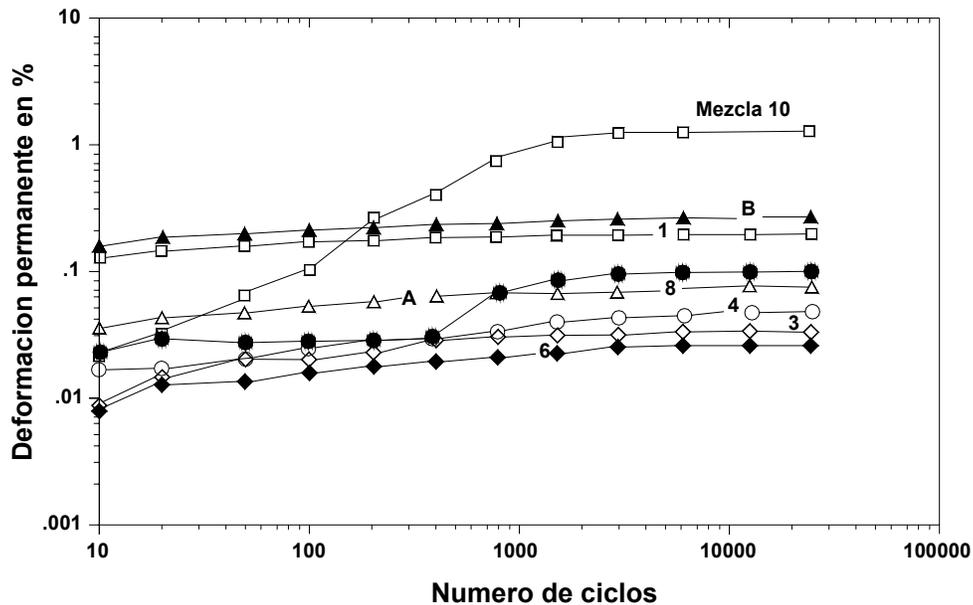


Figura 3-4 Deformación permanente contra número de ciclos de carga aplicados

3.2 Mecanismo de deformación de un material granular sujeto a carga cíclica

Un material granular sujeto a carga cíclica, experimenta una deformación cuya magnitud es función de varios factores, como el nivel de la carga aplicada, área de contacto, condiciones de confinamiento, características del propio material, etc. La deformación total, tiene dos componentes: una definida como deformación recuperable o elástica, la cual es medible una vez que la carga deja de actuar sobre el material; la otra componente, denominada deformación permanente, se define como “la deformación vertical no recuperable (plástica) que experimenta un material de espesor definido, en cada ciclo de carga aplicado”, lo anterior se muestra en la Figura 3.5.

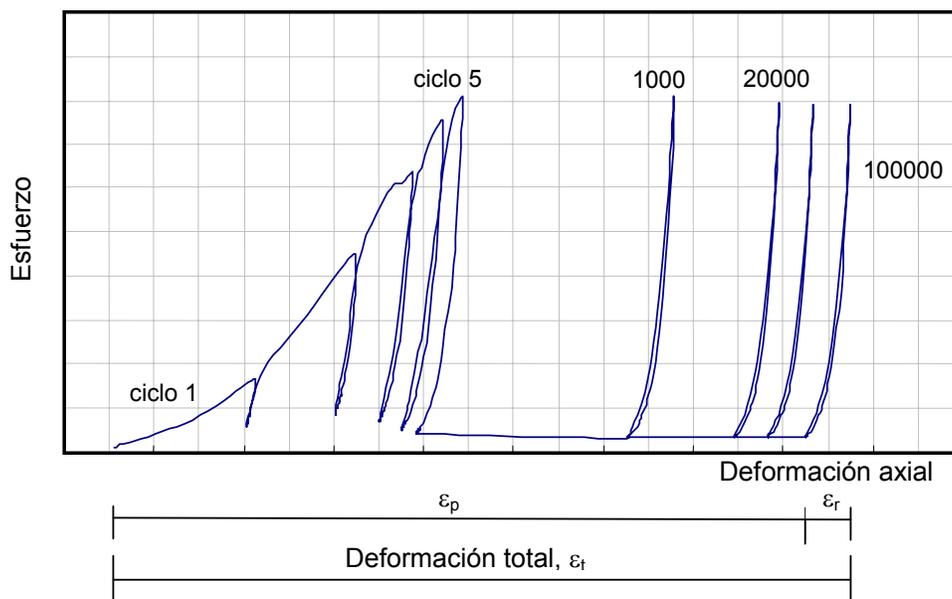


Figura 3-5 Acumulación de la deformación con el número de ciclos en materiales granulares

Es bien sabido que la mayoría de los materiales de pavimentación no son elásticos ya que experimentan alguna deformación permanente después de cada aplicación de carga. Sin embargo, si la carga es pequeña comparada con la resistencia del material y se repite un gran número de veces, la deformación bajo cada repetición de carga llega a ser casi completamente recuperable y proporcional a la magnitud de la carga, pudiendo considerarse elástica (Huang, 1993).

En los primeros ciclos de carga, la deformación permanente es considerable, como lo indica la deformación plástica, ϵ_p , en la Figura 3.5. Al incrementar el número de repeticiones, la deformación plástica debida a cada aplicación de carga decrece. Después de algunos miles de repeticiones de carga, la deformación es casi totalmente recuperable, como lo indica la deformación recuperable, ϵ_r , llegando a una condición de equilibrio, siempre que el esfuerzo desviador sea lo suficientemente pequeño para no llevar la muestra a la falla.

El máximo esfuerzo desviador asociado a esta condición es denominado “Esfuerzo Umbral” y es un concepto importante para el diseño. La Figura 3.6 ilustra este concepto (Brown, 1994).

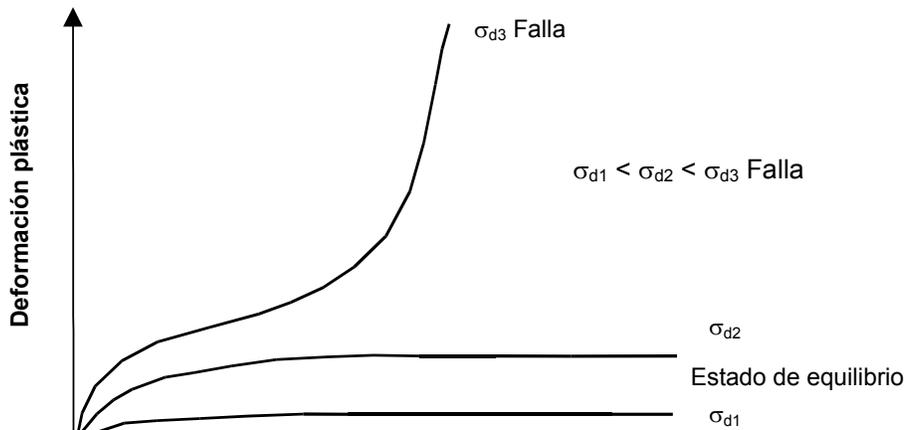


Figura 3-6 Acumulación de deformación plástica bajo carga repetida (Brown, 1994)

En la Figura 3.6 se aprecia cómo, para un esfuerzo desviador muy alto, la velocidad de acumulación de la deformación plástica puede incrementarse conduciendo al espécimen de prueba a la falla.

Brown y Selig (citados en Brown, 1994) han sugerido que el esfuerzo umbral para materiales granulares puede expresarse como la relación entre el esfuerzo pico y el de falla. Proponen aplicar un esfuerzo desviador equivalente al 70% del de falla, como la relación máxima de esfuerzos para minimizar el desarrollo de deformación plástica.

En la Figura 3.7 se muestran las componentes de la deformación que un material experimenta al ser sometido a un esfuerzo vertical repetido, en las primeras aplicaciones de carga. En dicha figura, el segmento AC representa la deformación unitaria total del material ε_t , la línea AB indica la magnitud de la deformación permanente ε_p , y la línea BC corresponde a la deformación recuperable ε_r , también llamada deformación resiliente. El segmento AE del eje vertical indica la magnitud del esfuerzo aplicado al material, el cual le ha provocado las deformaciones descritas.

La figura mencionada corresponde a una curva típica de los datos obtenidos en los primeros ciclos de carga de una prueba de compresión dinámica en condiciones edométricas; sin embargo, conforme el número de ciclos se incrementa, la magnitud de la deformación permanente en cada ciclo disminuye hasta que prácticamente desaparece, momento en el cual la deformación que el material experimenta es casi en su totalidad de tipo elástico o resiliente, condición en la cual el material es considerado en estado resiliente, permitiendo, en esas condiciones, determinar un importante parámetro del material denominado "Módulo de Resiliencia".

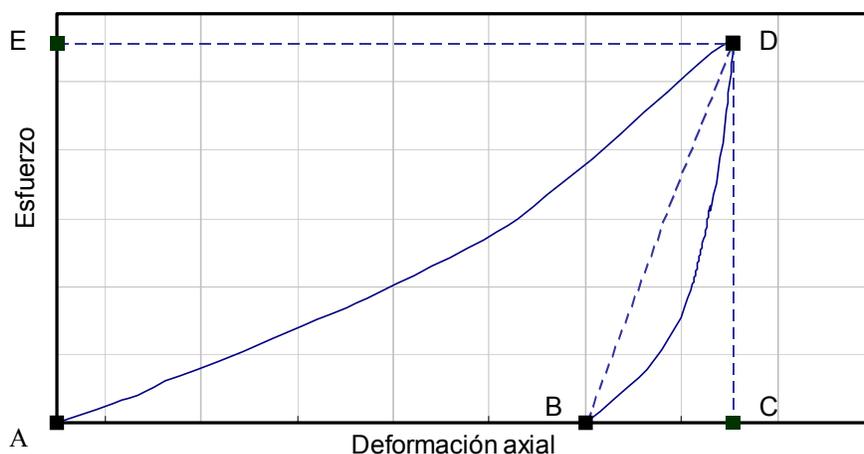


Figura 3-7 Comportamiento esfuerzo-deformación en los ciclos iniciales de carga, material granular en estado no resiliente

La Figura 3.8 muestra la gráfica que resulta al trabajar los datos obtenidos de una prueba de compresión dinámica (cíclica) en un ciclo de carga aplicado a un material cuya deformación total es resiliente, esto es, que el suelo tiene comportamiento resiliente.

En la gráfica la línea AB representa la deformación unitaria resiliente o recuperable ϵ_r , que para esta condición corresponde a la total ϵ_t ; la línea AD indica el esfuerzo aplicado al suelo, en ese pulso o ciclo.

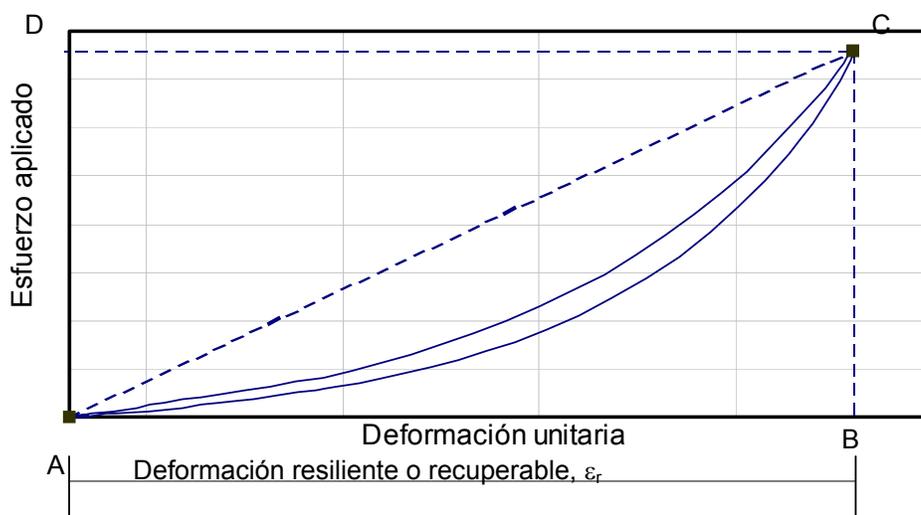


Figura 3-8 Comportamiento esfuerzo-deformación en los ciclos iniciales de carga, material granular en estado resiliente

La Figura 3.9 muestra el proceso de acumulación de la deformación permanente de un material granular sujeto a carga cíclica, al aumentar el número de ciclos, para un esfuerzo de magnitud constante.

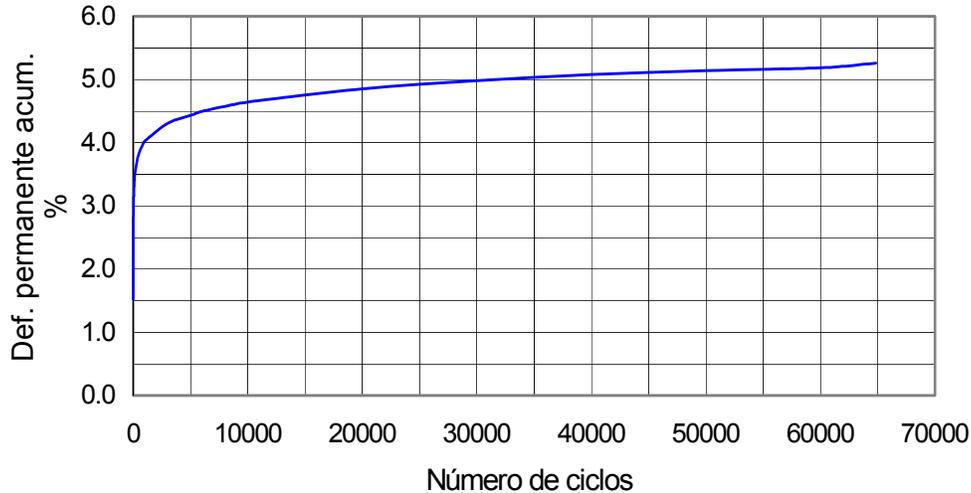


Figura 3-9 Acumulación de deformación permanente de un material granular sujeto a carga cíclica

En la figura anterior se aprecia que la acumulación de la deformación permanente presenta tres fases: la primera es casi instantánea, se presenta en las primeras decenas de ciclos de carga, y en ella se produce aproximadamente el 70% de la deformación total. Posteriormente se presenta una fase transitoria en la que la deformación se acumula gradualmente durante los primeros miles de ciclos de aplicación de la carga. Finalmente se alcanza una fase estable en la que la velocidad de acumulación de la deformación es muy pequeña y la deformación permanente tiende a su máximo valor. A partir de este momento, la aplicación de un número mayor de ciclos de carga ya no tiene prácticamente ningún efecto adicional.

3.3 Dispositivos experimentales usuales

Existe una gran variedad de dispositivos que son utilizados para la medición del módulo de resiliencia en suelos cohesivos. El empleo de estos equipos varía de acuerdo a los factores o parámetros con los cuales ha de ser comparado el M_R . Entre los dispositivos utilizados con mayor frecuencia se encuentran:

- Equipo triaxial cíclico (sección 2.2.1)
- Máquina servohidráulica universal

3.3.1 Máquina servohidráulica universal

Las pruebas de deformación permanente bajo carga cíclica para materiales granulares se pueden realizar en una máquina servohidráulica universal (Figura 3-10). Esta máquina es de alta capacidad de respuesta pues responde con bastante precisión ante las cargas solicitadas, tomando en cuenta tanto la magnitud como la frecuencia. Toda la información que se genera durante el proceso de prueba (posición, tiempo, carga) es almacenada en el sistema de adquisición de datos, posteriormente es analizada con el fin de calcular las deformaciones de la probeta, su evolución con el tiempo y la magnitud de las cargas, etc.

El procedimiento de prueba es muy similar al de las pruebas triaxiales, sin embargo, es posible utilizar probetas de mayores dimensiones con el fin de respetar la distribución de tamaños requeridas para este tipo de granulometrías.



Figura 3-10 Equipo Servohidráulico universal con espécimen de prueba

3.4 Factores que afectan la deformación permanente en suelos granulares

Desde 1960, numerosos esfuerzos en investigaciones han sido dedicados a la caracterización del comportamiento resiliente de materiales granulares. Es bien sabido que las capas granulares de los pavimentos muestran una respuesta no lineal y elastoplástica dependiente del tiempo bajo carga dinámica generada por el tránsito.

Con el fin de entender completamente el comportamiento plástico de los materiales granulares, es esencial descubrir los parámetros que influyen en la respuesta del material, así como el papel que juegan en el mismo. Algunas investigaciones en este área han revelado la existencia de varios parámetros importantes que determinan la deformación permanente y son los siguientes:

- Nivel de esfuerzos.
- Rotación del esfuerzo principal.
- Número de aplicaciones de carga.
- Contenido de humedad.
- Historial de esfuerzos.
- Densidad.
- Granulometría y tipo de agregado

3.4.1 Nivel de esfuerzos

La literatura obtenible muestra que el nivel de esfuerzos es uno de los factores más importantes que afectan el desarrollo de la deformación permanente en materiales granulares. En pruebas triaxiales de carga repetida, Morgan y Barksdale (1966) mostraron claramente que la acumulación de deformación permanente está directamente relacionada al esfuerzo desviador e inversamente relacionada a la presión de confinamiento. Desde entonces, diversos investigadores han reportado que la deformación permanente en materiales granulares está gobernada principalmente por algunas formas de relaciones de esfuerzos desviadores y de confinamiento. Lashine et al. (1971) y Brown y Hyde (1975) reportaron que la deformación permanente se normaliza a un valor constante directamente relacionado a la relación de esfuerzo desviador y presión de confinamiento. Se obtuvieron resultados similares en pruebas con presiones de confinamiento variables y constantes, si para el caso más reciente se utiliza el valor medio de la presión aplicada en el análisis. Otros investigadores han intentado explicar el comportamiento de la deformación permanente bajo carga repetida utilizando el esfuerzo cortante máximo del material. Desde este enfoque, la línea estática de falla se considera como un límite para la deformación permanente bajo carga repetida. Esto ha sido cuestionado por Lekarp y Dawson (1988) quienes argumentan que la falla en materiales granulares bajo carga repetida es un proceso gradual y no un colapso repentino como en las pruebas estáticas de falla. Por lo tanto, el esfuerzo cortante máximo y el nivel de esfuerzos que causan la falla repentina no son de gran interés para el análisis del comportamiento del material cuando la deformación permanente se incrementa.

3.4.2 Rotación del esfuerzo principal

El efecto de la reorientación del esfuerzo principal en el comportamiento de la deformación permanente no está todavía plenamente comprendido. Esto probablemente se debe al hecho de que la prueba triaxial de carga repetida, el medio más común de reproducir las condiciones del tránsito en un laboratorio, falla al proveer el cambio continuo en la dirección de los esfuerzos principales. Sin embargo, pruebas en cajas cortantes simples han mostrado un incremento significativo en la deformación permanente debido a la rotación del esfuerzo principal. Observaciones similares han sido reportadas por Chan (1990) quien condujo pruebas de cilindro hueco con y sin la aplicación de

esfuerzo cortante. Chan notó que cuando el esfuerzo cortante aplicado era alto en relación al esfuerzo normal, había una diferencia significativa entre la deformación permanente obtenida en estos dos casos. Por otro lado, cuando la magnitud del esfuerzo cortante invertido era pequeño comparado con el esfuerzo normal, la diferencia en resultados era pequeño. En el mismo estudio, Chan llevo a cabo un numero importante de pruebas de roderas a gran escala, las cuales confirmaron los resultados de las pruebas de cilindro hueco.

3.4.3 Número de aplicaciones de carga

El crecimiento de la deformación permanente en materiales granulares bajo carga repetida es un proceso gradual durante el cual cada aplicación de carga contribuye a la acumulación de deformación mediante un pequeño incremento. El número de ciclos de carga es, por lo tanto, uno de los factores más importantes para considerar en el análisis del comportamiento a largo plazo de tales materiales. El significado del número de aplicaciones de carga ha sido mencionado varias veces en la literatura. Algunos investigadores (Morgan, 1966; Barksdale, 1972; Sweere, 1990) han reportado continuamente incrementos de la deformación permanente bajo carga repetida. Otros han sugerido que el comportamiento plástico de materiales granulares se estabiliza gradualmente, haciendo posible definir un valor límite para la acumulación de la deformación permanente. Lekarp y Dawson (1988) argumentan que la estabilización se logra sólo cuando los esfuerzos aplicados son bajos. Por otra parte, altos valores de esfuerzos, podrían resultar en incrementos continuos de deformación permanente y deterioro gradual.

3.4.4 Contenido de humedad

La literatura disponible revela que los investigadores que han estudiado el efecto del contenido de agua en capas granulares de pavimento en el laboratorio y en el campo, creen que la combinación de un alto grado de saturación y una baja permeabilidad, debido a drenaje pobre, proporciona un aumento en la presión de poro, esfuerzo efectivo bajo y, consecuentemente, baja rigidez y baja resistencia a la deformación (Haynes y Yoder, 1963; Barksdale, 1972; Maree et al., 1982; Thom y Brown, 1987; Dawson et al., 1996). En un estudio conducido por Haynes y Yoder (1963), la deformación total axial permanente creció mas del 100% cuando el grado de saturación se incrementó de 60 a 80%. Barksdale (1972) observó deformaciones axiales permanentes mayores, arriba del 68%, en muestras saturadas comparadas con otras ensayadas en condiciones parcialmente saturadas. Thom y Brown (1987) reportaron que un incremento relativamente pequeño en el contenido de agua puede activar un dramático incremento en el índice de relación permanente. El incremento en el potencial de roderas de materiales granulares debido a la humedad también ha sido observado durante ensayes in situ empleando el simulador de vehículo pesado (Maree et al, 1982).

3.4.5 Historial de esfuerzos

El comportamiento de deformación permanente de suelos y materiales granulares en cualquier instante es directamente proporcional al historial de esfuerzos, es decir, el orden de aplicación de cargas. Brown y Hyde (1975) mostraron que deformaciones permanentes

resultantes de un incremento sucesivo en el nivel de esfuerzos son considerablemente más pequeñas que la deformación que ocurre cuando el esfuerzo más alto es aplicado inmediatamente. Aunque el efecto del historial de esfuerzos en el comportamiento de las deformaciones permanentes ha sido reconocido, investigaciones muy limitadas han sido hechas para estudiar este efecto. En pruebas de deformación permanente en laboratorio, el efecto del historial de esfuerzos es eliminado utilizando un nuevo espécimen de cada trayectoria de esfuerzo aplicada.

3.4.6 Densidad

El efecto de la densidad, descrita por el grado de compactación en estudios previos, se considera significativamente importante para comportamientos a largo plazo de materiales granulares. La resistencia a la deformación permanente en estos materiales bajo carga repetida parece estar altamente mejorada como un resultado de la densidad incrementada. Holubec (1969) sugirió que la reducción de deformación plástica debido a la densidad incrementada es particularmente grande para agregados angulares, estipulando que no hay incremento acompañando a la presión de poro transitoria durante cargas repetidas. Para agregados redondeados, sin embargo, este decremento en la deformación al incrementar la densidad no se considera significativo, mientras ellos son inicialmente de más alta densidad relativa que los agregados angulares para el mismo esfuerzo de compactación.

3.4.7 Granulometría y tipo de agregado

Dunlap (1966) notó que si un cambio en la granulometría produce un incremento en la densidad relativa para el mismo esfuerzo de compactación, la deformación permanente decrecerá. El efecto de la granulometría también fue investigado por Thom y Brown (1988) donde encontraron que este no era claro, mientras esta varía con el nivel de compactación. Cuando no están compactados, los especímenes con granulometría uniforme resultaron con la menor deformación permanente. Por otra parte, la resistencia a la deformación plástica fue similar para todas las granulometrías cuando los especímenes estaban altamente compactados. Este argumento fue cuestionado por Dawson et al., quienes encontraron que el efecto de la granulometría en la deformación permanente es más significativo que el grado de compactación, con la mayor resistencia a la deformación plástica para las mezclas más densas. El efecto del contenido de finos fue investigado por Barksdale (1972, 1991) y Thom y Brown (1988), quienes concluyeron que la resistencia a la deformación permanente en materiales granulares es reducida mientras la cantidad de finos se incrementa. Allen (1973) relacionó la diferencia en deformaciones plásticas entre diferentes tipos de agregados, con la misma densidad, a las características superficiales de las partículas. Esto concluyó que materiales angulares, tales como roca triturada, experimentan deformaciones permanentes menores comparadas a materiales como grava con partículas redondeadas. Esto parecía ser el resultado de mayores ángulos de resistencia al cortante en materiales granulares debido a un buen enlace de partículas.

3.5 Modelos constitutivos para la determinación de deformaciones permanentes en materiales granulares

Ha habido muchos intentos por establecer procedimientos para predecir la deformación permanente de materiales granulares. Algunos investigadores han reportado que la velocidad de acumulación de la deformación permanente bajo carga repetida disminuye con el número de aplicaciones de carga.

Barksdale (1972) realizó un estudio muy completo del comportamiento de diferentes materiales granulares usados comúnmente como bases de pavimento, mediante pruebas triaxiales cíclicas, aplicando 10^5 repeticiones de carga. Con base en los resultados obtenidos expresó las relaciones entre la deformación permanente y el número de ciclos de carga mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{l,p} = a + b \log N \quad \text{Ecuación 3-1}$$

donde:

$\varepsilon_{l,p}$ = Deformación axial permanente acumulada
 N = Número de repeticiones de la carga
 a, b = Parámetros de ajuste

Sweere (1990) realizó pruebas triaxiales cíclicas aplicando 10^6 repeticiones de carga y encontró que la expresión de Barksdale no ajustaba sus resultados y sugirió entonces que para cantidades muy grandes de aplicaciones de carga debía aplicarse la expresión doble logarítmica siguiente:

$$\log(\varepsilon_{l,p}) = a + b \log N \quad \text{Ecuación 3-2}$$

donde los términos tienen el mismo significado que en el modelo de Barksdale.

Varios estudios sugieren considerar una relación directa entre la deformación permanente axial y la relación de esfuerzos $q_{m\acute{a}x}/\sigma_3$, donde $q_{m\acute{a}x}$ es el esfuerzo desviador máximo y σ_3 es el esfuerzo de confinamiento. Barret y Smith (1976) y Raymond y Williams (1978), (citados en Fredrik Lekarp, et al), sugieren usar la relación de esfuerzos $q_{m\acute{a}x}/q_{falla}$ para estimar la deformación permanente. Thom (citado en Fredrik Lekarp, et al) señala que la deformación permanente acumulada puede calcularse mejor si se aplica la relación de esfuerzos $(q_{falla} - q_{m\acute{a}x})/q_{falla}$.

En estudios desarrollados en Francia, Paute (1996) utilizó un modelo matemático para expresar la influencia del número de aplicaciones de carga y el nivel de esfuerzos en el desarrollo de la deformación permanente en materiales granulares.

De acuerdo con el modelo de Paute, el cual está basado en pruebas triaxiales con presión de confinamiento cíclica y 80,000 repeticiones de carga, la deformación permanente axial en un material granular puede expresarse como:

$$\varepsilon_{l,p}(N) = \varepsilon_{l,p}(100) + \varepsilon^*_{l,p}(N) \quad \text{Ecuación 3-3}$$

donde:

$$\varepsilon_{l,p}^*(N) = A \left[1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right]$$

$\varepsilon_{l,p}(N)$ = Deformación axial permanente total

$\varepsilon_{l,p}(100)$ = Deformación axial permanente acumulada durante los primeros 100 ciclos

$\varepsilon_{l,p}^*(N)$ = Deformación axial permanente adicional, para $N > 100$

N = Número de ciclos de carga

A, B = Parámetros de regresión (ajuste)

Pappin (1979) describe la deformación permanente axial como una función de la relación de esfuerzos q/p (donde q es el esfuerzo desviador y p el esfuerzo normal medio) y la duración de la trayectoria de esfuerzos, utilizando la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{s,p} = f(N)lr(n)^t \quad \text{Ecuación 3-4}$$

donde:

$\varepsilon_{s,p}$ = Deformación plástica acumulada

$f(N)$ = Factor que depende del número de aplicaciones de la carga

l = Duración de la aplicación de la carga

n = Relación máxima del esfuerzo desviador al esfuerzo normal efectivo medio, ($n=q/p$)

t = Parámetro que depende del tipo de material

Otro modelo obtenido para la determinación de deformaciones es el de Monismith (1975):

$$\varepsilon_p = a_1 N^{a_2} \quad \text{Ecuación 3-5}$$

donde:

ε_p = Deformación plástica acumulada

N = Número de aplicaciones de carga

a_1 y a_2 = Parámetros de ajuste

El método incorporado al programa de computadora VESYS (FHWA, 1978), para la predicción de la profundidad de rodera está basado en la suposición de que la deformación permanente es proporcional a la deformación resiliente y puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_p(N) = \mu \varepsilon N^{-\alpha} \quad \text{Ecuación 3-6}$$

donde:

$\varepsilon_p(N)$ = Deformación plástica o permanente debida a la aplicación de la carga en el ciclo N

ε = Deformación resiliente o elástica en la repetición de carga número 200

N = Número de aplicación de carga

μ = Parámetro de deformación permanente que representa la constante de proporcionalidad entre las deformaciones permanente y elástica

α = Parámetro de deformación permanente que indica la velocidad con que disminuye la deformación permanente al incrementar el número de aplicaciones de carga

Los resultados que se han reportado respecto a la deformación permanente y el comportamiento plástico del material bajo carga repetida (aplicando un esfuerzo desviador repetido y midiendo la deformación no recuperable en cada uno de los ciclos) han podido precisar que la resistencia a la deformación permanente es, generalmente mayor en los materiales bien graduados respecto a los que son de granulometría abierta (o mal graduados).

3.6 Factores que afectan el módulo de resiliencia en suelos granulares

Varios son los factores que afectan el módulo de resiliencia de un material granular, los cuales pueden clasificarse en dos grupos: en uno se pueden considerar los factores inherentes al tipo de material y sus características y, en el otro, el nivel de esfuerzos aplicado, duración del pulso de carga y el procedimiento de prueba general. A continuación se muestra un resumen de estos factores:

- Tipo de material.
- Tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico y granulometría.
- Magnitud del esfuerzo aplicado.
- Contenido de agua.

3.6.1 Tipo de material

En relación con el tipo de material y sus características, influyen la naturaleza de la roca, el grado de sanidad (índice de solidez de los granos) y tamaño máximo de las partículas, su angulosidad y rugosidad, composición granulométrica, etc.

Musharraf et al. (1994) llevaron a cabo un estudio en el que utilizaron seis tipos de agregados, los cuales consistieron de tres calizas, una arenisca, un granito y una riolita, estos materiales son los comúnmente usados en la construcción de bases y subbases de pavimento de carreteras en Oklahoma, USA.

En las Figuras 3.11 y 3.12 se presentan las curvas granulométricas de los materiales estudiados.

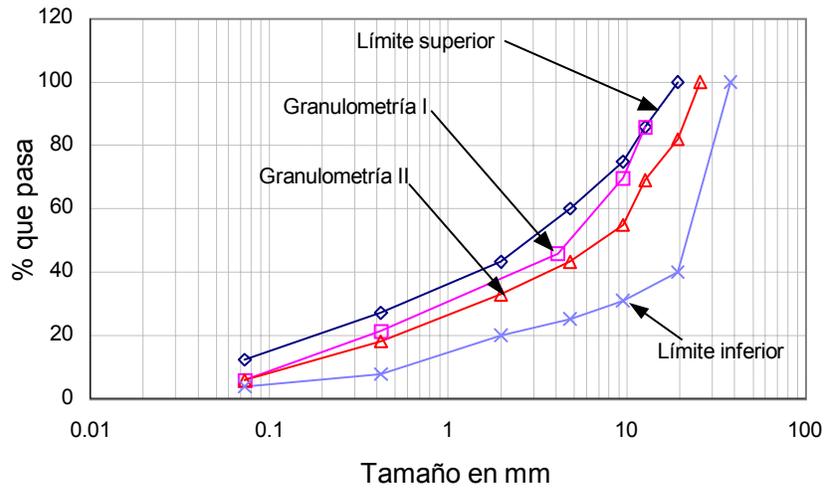


Figura 3-11 Granulometrías I y II utilizadas en el estudio (Materiales tipo A)

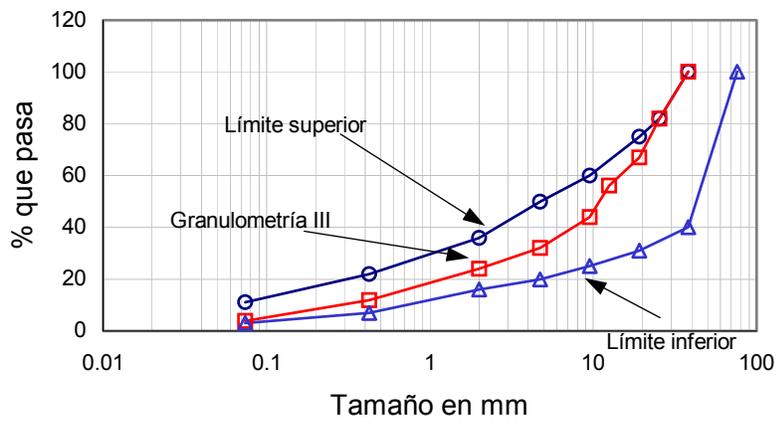


Figura 3-12 Material tipo B (Granulometría III)

En la Figura 3-13 (Musharraf, et al, 1994) se presentan valores de módulo de resiliencia obtenidos al probar los seis materiales granulares mencionados anteriormente.

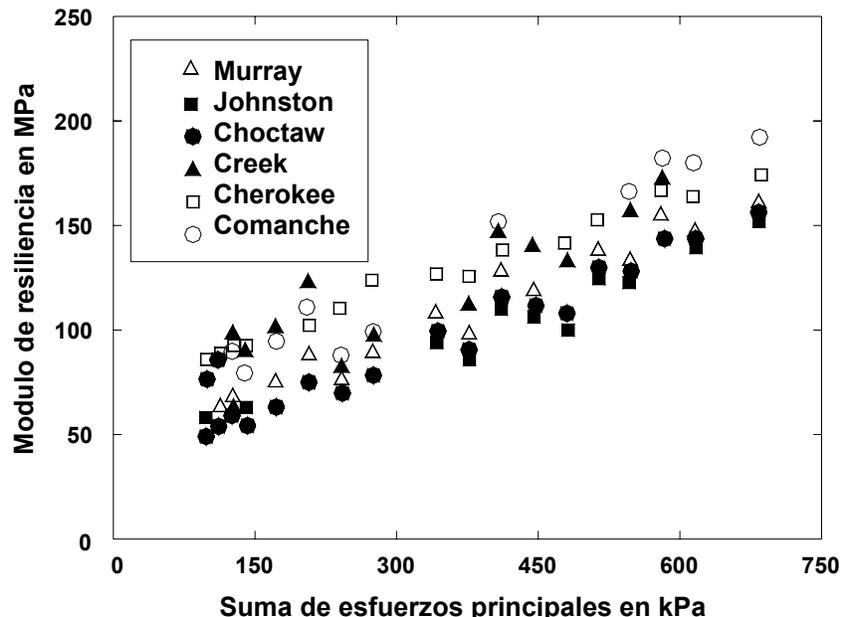


Figura 3-13 Módulos de resiliencia obtenidos en seis tipos de agregados

Se aprecia en la figura la variación del módulo de resiliencia con el estado de esfuerzos, así como las diferencias debidas al tipo de material. Las diferencias en el módulo de resiliencia debido al tipo de material, varían entre 20 y 50%.

Es importante notar que, contrariamente a lo observado en suelos finos, el módulo de resiliencia aumenta con el nivel de esfuerzos en materiales granulares.

De acuerdo con varios investigadores (Corro et al, 1985), una grava arcillosa puede tener módulos de resiliencia del orden de 375 MPa, en tanto que una grava arenosa alcanza valores de 650 MPa. Es evidente que estos datos son incompatibles con los determinados de acuerdo con otros criterios; por ejemplo, Brown y Pappin sugieren módulos del orden de 100 MPa para bases de buena calidad y de 40 MPa para bases granulares deficientes.

3.6.2 Tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico y granulometría

Barksdale y Hicks (1972) reportaron que para materiales granulares compactados al 95% en vez del 100% de la prueba ASSHTO modificada, la deformación permanente se incrementa con un factor de 1.5 a 2.0. el módulo de resiliencia se incrementa al aumentar el peso específico. Kalcheff y Hicks (1973) concluyeron que había alguna densificación inicial resultando en un ligero incremento en el módulo de resiliencia de materiales granulares compactados a un bajo nivel de compactación.

Para observar el efecto de tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico y granulometría, Musharraf et al (1994), llevaron a cabo una serie de ensayos de módulo

de resiliencia. Las características de cada uno de los especímenes se muestran en la Tabla 3-1:

(1)	Tipo de pruebas						
	A (2)	B (3)	C (4)	D (5)	E (6)	F (7)	G (8)
Procedimiento	T292-91I	T292-91I	T292-91I	T292-91I	T292-91I	T292-91I	T294-92I
Compactación	T180-90D	T180-90D	vibratoria	vibratoria	vibratoria	vibratoria	vibratoria
Tamaño del espécimen	10.16	15.24	10.16	15.24	15.24	15.24	15.24
Granulometría	I	II	I	II	I	III	II
Peso específico (g/cm ³)	2.444	2.408	2.304	2.387	2.310	2.355	2.387

Tabla 3-1 Características de los especímenes

En la Figura 3-14 se puede observar el comportamiento del módulo de resiliencia de cada uno de los especímenes probados.

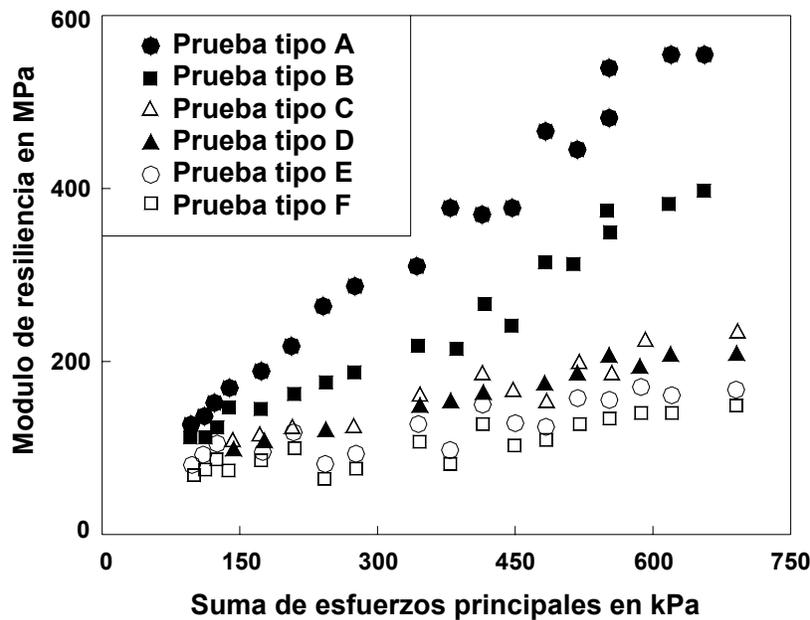


Figura 3-14 Efecto de la compactación y granulometría (I, II y III) en el módulo de resiliencia, para muestras de 10.16 cm y 15.24 cm de diámetro (agregados de caliza)

De la figura se puede notar que para un nivel de esfuerzos dado, el módulo de resiliencia para muestras con 15.24 cm de diámetro (pruebas tipo B y D) fueron más bajas que los obtenidos en los especímenes de 10.16 cm de diámetro (pruebas tipo A y C). A valores bajos de esfuerzo (menores de 137.8 kPa), sin embargo, las diferencias fueron pequeñas.

Los valores más altos de módulo de resiliencia para especímenes de 10.16 cm pueden ser atribuidos a la diferencia en granulometrías para los diferentes especímenes. Los valores de módulo de resiliencia se incrementaron utilizando una granulometría tipo I para especímenes de 15.24 cm (pruebas tipo E) comparadas con especímenes del mismo tamaño pero con granulometría tipo II (prueba tipo D). Usando el método de compactación vibratoria, en los especímenes de 10.16 cm siempre se obtuvieron bajos pesos volumétricos, comparados con los que se obtuvieron para los especímenes de 15.24 cm para el mismo contenido de agua. Sin embargo, si la granulometría tipo I para especímenes de 15.24 cm fuera usada, el peso específico seco para las muestras llega a ser similar a los de muestras de 10.16 cm. Por lo tanto, el peso específico seco fue dominado por la granulometría utilizada más que por el tamaño del espécimen.

Una comparación de los valores de módulo de resiliencia para las granulometrías II y III (pruebas tipo D y F) se presentan en la Figura 3-14, la cual muestra que la graduación III produce valores de módulo de resiliencia ligeramente más altos que los de la granulometría tipo II. Sin embargo, el efecto de la granulometría sobre el módulo de resiliencia pareciera tener menos importancia.

Por otro lado, Thompson (citado en Dar-Hao Chen, et al.) reportó que para una granulometría dada (material triturado o no) el tipo o naturaleza del material (caliza, arenisca, granito, etc.) generalmente no es un factor significativo en términos del módulo de resiliencia. Thompson y Smith observaron que los módulos de resiliencia de varios agregados son similares y el tipo de agregados utilizados como base de pavimentos carreteros tienen efectos limitados en el módulo de resiliencia.

3.6.3 Magnitud del esfuerzo aplicado

En el Instituto Mexicano del Transporte (2001) se desarrollaron investigaciones en las que se estudió la influencia del esfuerzo aplicado en el módulo de resiliencia, para lo cual se utilizaron cuatro granulometrías (Figura 3-15). Las curvas identificadas como GW1 y GW2 corresponden a materiales bien graduados. La mayor parte de la curva GW1 se localiza en la zona 1 especificada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y totalmente dentro de la zona 1 recomendada por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT).

Las curvas GP1 y GP2 corresponden a materiales uniformes, se localizan fuera de las zonas granulométricas especificadas por la SCT y recomendadas por el IMT.

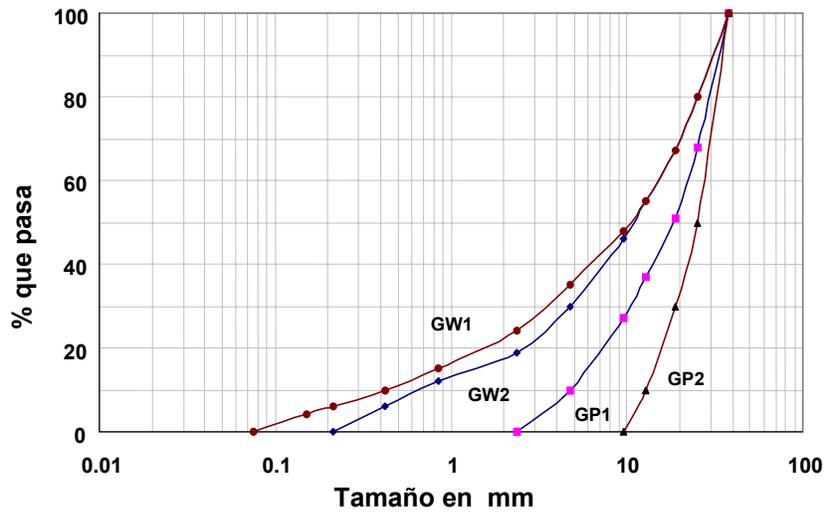


Figura 3-15 Curvas granulométricas de los materiales estudiados

De los resultados obtenidos se encontró que el módulo de resiliencia que alcanza un material granular una vez que la deformación recuperable llega a un valor estable, aumenta en razón directa al nivel del esfuerzo aplicado. Lo anterior puede apreciarse en la Figura 3-16, elaborada con resultados de pruebas de carga cíclica en 3 muestras de igual granulometría, sometidas a esfuerzos cíclicos de 277, 547 y 1114 kPa.

El módulo de resiliencia de un material granular es entonces dependiente del nivel de esfuerzo aplicado y no se le puede considerar como una propiedad intrínseca del material.

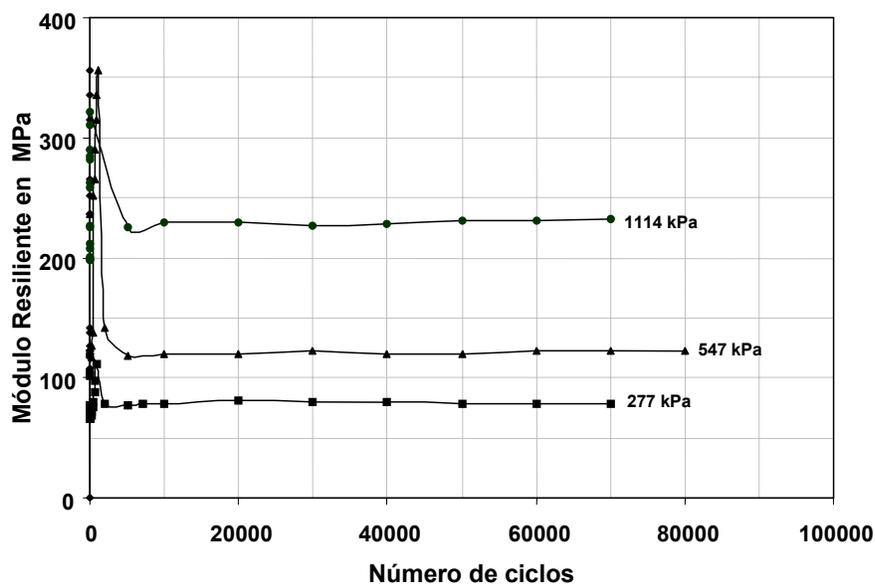


Figura 3-16 Evolución del módulo de resiliencia con el número de ciclos, para esfuerzos verticales de 277, 547 y 1114 kPa

En la Figura 3-17 se muestra la evolución del módulo de resiliencia con la magnitud del esfuerzo aplicado, para las cuatro granulometrías utilizadas.

Se observa que el módulo de resiliencia se incrementa al aumentar la magnitud del esfuerzo. Los materiales con granulometría similar tienden a agruparse, como es el caso de GW1 y GW2 (bien graduados) y de GP1 y GP2 (mal graduados).

Para el máximo nivel de esfuerzos aplicados (1100 kPa) es de esperarse módulos de resiliencia del orden de 300 MPa en materiales bien graduados y de 240 MPa en materiales uniformes. La investigación mostró cierta influencia de la granulometría en los valores de módulo de resiliencia.

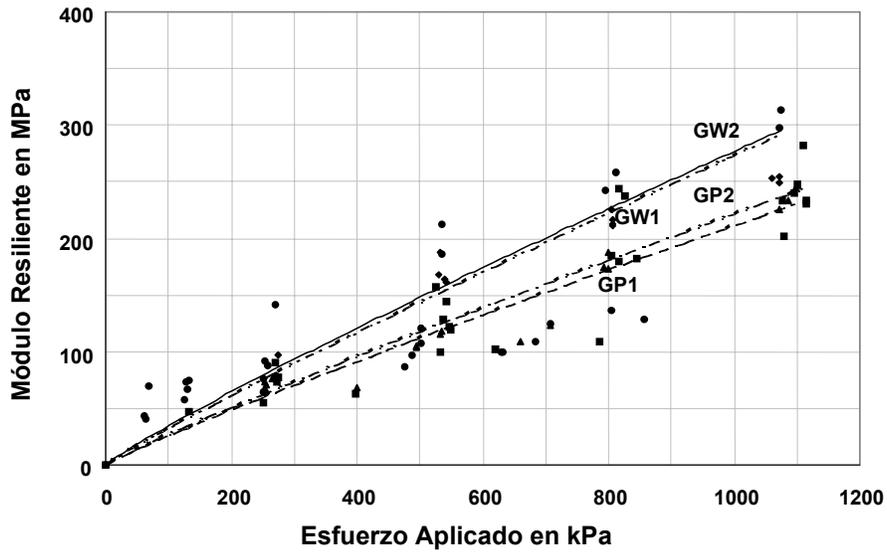


Figura 3-17 Evolución del módulo de Resiliencia con el nivel de esfuerzos aplicado

3.6.4 Contenido de Agua

Ping Tiam, reporta los resultados de un estudio realizado con dos materiales granulares que se utilizan comúnmente en la construcción de subbases y bases de pavimento en Oklahoma, los cuales se trabajaron con tres granulometrías y tres contenidos de agua diferentes, a fin de conocer la influencia de estas características en su comportamiento esfuerzo-deformación.

Las tres diferentes granulometrías empleadas se muestran en la Figura 3.18. Los contenidos de agua fueron los correspondientes a la óptima (4.6 a 6.3 %), 2% menor y 2% mayor.

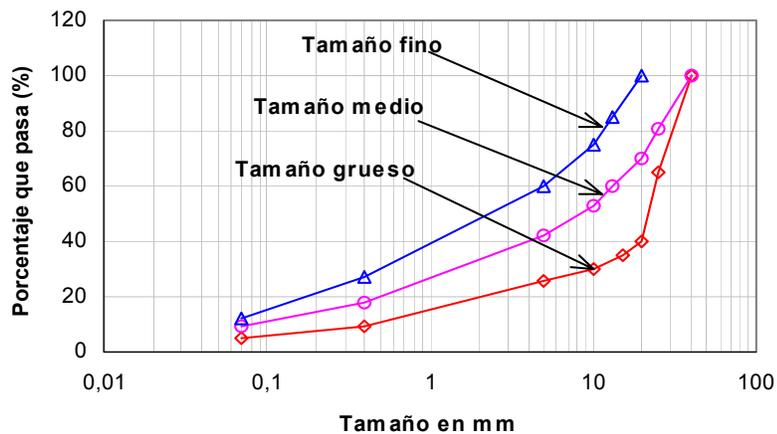


Figura 3-18 Diferentes granulometrías utilizadas en el estudio

El procedimiento de prueba en todos los ensayos fue el AASHTO T294-94 para materiales tipo 1.

En los resultados obtenidos de las pruebas realizadas se observó que la variación del módulo de resiliencia debida a las diferencias de granulometría, fue de 10 a 50% y de 0 a 22% para los materiales 1 y 2, respectivamente.

La Figura 3-19 muestra gráficamente los valores de módulo de resiliencia obtenidos para diferentes niveles de esfuerzo, en el material preparado con tres diferentes granulometrías.

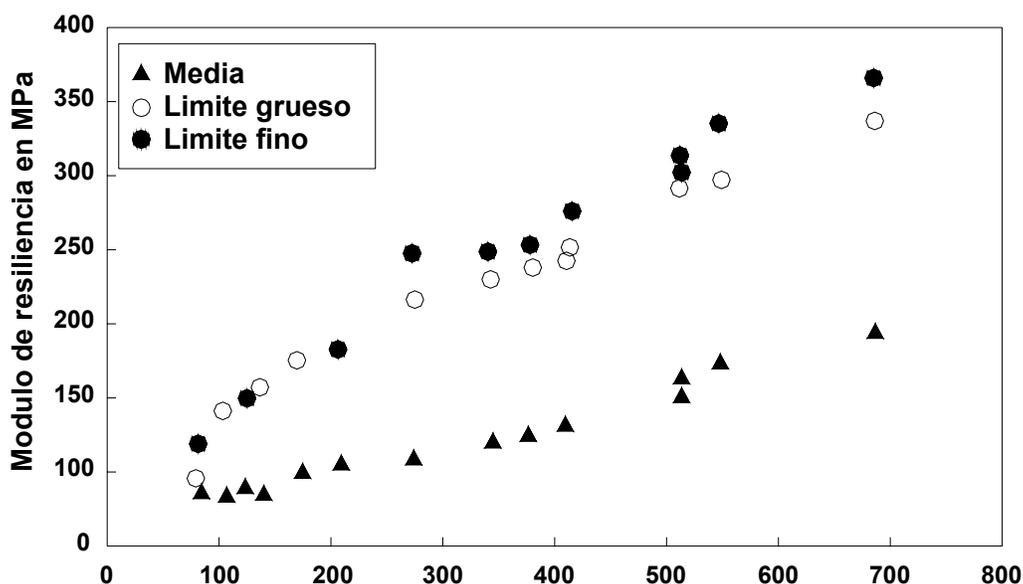


Figura 3-19 Valores medios de módulo de resiliencia para diferentes granulometrías

Se aprecia la gran diferencia de los módulos de resiliencia obtenidos con materiales de granulometría fina en relación con los obtenidos en materiales de granulometría media y gruesa, los cuales difieren entre sí ligeramente.

En la Figura 3-20 se presentan los resultados de módulo de resiliencia obtenidos al variar los contenidos de agua en 2% abajo y 2% por arriba de la óptima de compactación.

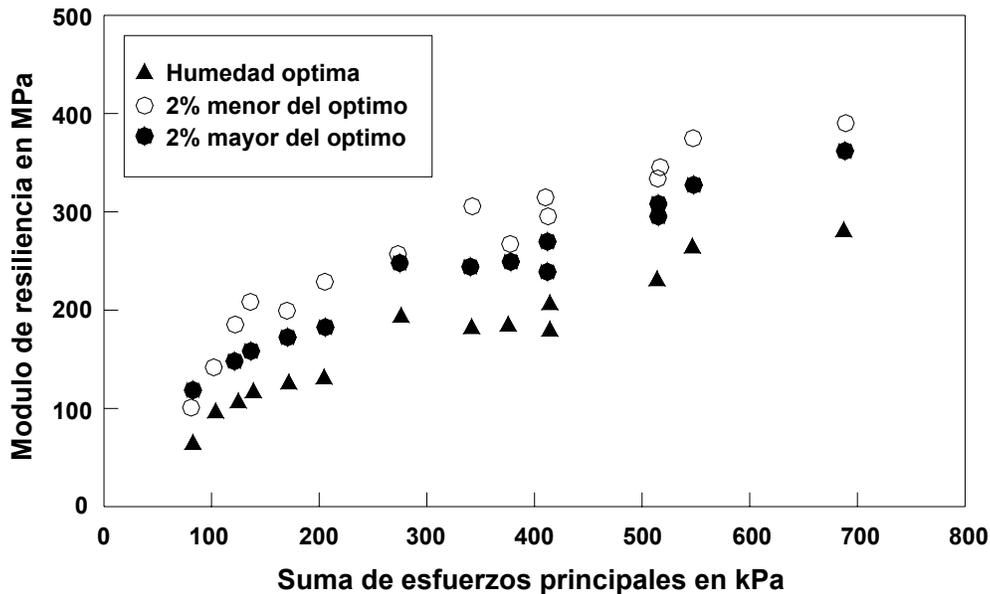


Figura 3-20 Valores medios de módulos de resiliencia obtenidos para diferentes contenidos de agua en los materiales estudiados

Se aprecia que salvo para niveles de esfuerzo muy pequeños, el módulo de resiliencia disminuye conforme el contenido de agua se incrementa.

Rada y Witczac (citados en Ping Tiam, et al) evaluaron 271 resultados de pruebas obtenidos de 10 diferentes agencias de investigación y encontraron que las variables que más influyen en el módulo de resiliencia de los materiales granulares son: el estado de esfuerzo, el grado de saturación y el grado de compactación. Para materiales triturados angulosos, un incremento en el contenido de agua conduce a una disminución del módulo de resiliencia. especímenes con alto peso volumétrico seco tendrán altos valores de módulo de resiliencia.

Resultados similares fueron reportados por Zaman (citado en Ping Tiam et al), encontrando además que el peso volumétrico seco estuvo determinado por la granulometría usada, independientemente del tamaño del espécimen, para la misma energía de compactación.

Thompson (citado en Ping Tiam et al) reportó que para granulometrías que solamente difieren en porcentajes permisibles de material menor que 0.075 mm, se tienen pequeñas diferencias en el módulo de resiliencia; sin embargo, materiales de granulometría más abierta, con pocos finos, son menos sensibles a los cambios de humedad y generalmente constituyen base granulares de mejor comportamiento.

Corro (1985) analizó tres materiales de diferente procedencia, identificados como base natural de banco, grava-arena de río y basalto vesicular triturado, cuyas características son similares a las de los materiales que se usan como bases de pavimento en nuestro país.

Como resultado de la experimentación se concluye que para las condiciones estudiadas (materiales de base con porcentajes de agua cercanos al óptimo de compactación), la base natural de banco, la cual no cumple con las especificaciones vigentes en lo referente a granulometría y equivalente de arena, es la que tiene mejor comportamiento resiliente, plástico y de resistencia estática al esfuerzo cortante.

Así entonces, tampoco a un material granular se le puede asignar un módulo de resiliencia único. Su selección debe tomar en cuenta los factores antes mencionados.

3.7 Determinación de módulos de resiliencia para materiales granulares

Una relación simple entre módulo de resiliencia y la suma de esfuerzos principales puede expresarse como:

$$M_R = K_1 \theta^{K_2} \quad \text{Ecuación 3-7}$$

en donde K_1 y K_2 son obtenidas experimentalmente y θ es la suma de los esfuerzos principales, el cual puede ser la suma de los tres esfuerzos normales, σ_x , σ_y y σ_z o la suma de los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 :

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad \text{Ecuación 3-8}$$

incluyendo el peso del sistema de capas es:

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z + \gamma z(1 + 2K_0) \quad \text{Ecuación 3-9}$$

en donde γ es el peso volumétrico promedio, z es la profundidad a la cual se determina el módulo y K_0 es el coeficiente de presión de tierra en reposo.

La dependencia de la rigidez con los esfuerzos puede ser razonablemente representada como una función del estado de esfuerzos en la base granular. Muchas veces la inexactitud al utilizar los modelos conlleva a que los resultados no sean los esperados. Uzan propuso un modelo que considera los efectos del esfuerzo cortante en los materiales granulares, definido de la siguiente manera:

$$M_R = K_a \left[\frac{\theta}{P_0} \right]^{K_b} \left[\frac{\sigma_d}{P_0} \right]^{K_c} \quad \text{Ecuación 3-10}$$

donde:

$\theta = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) =$ Suma de los esfuerzos principales

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 =$ Esfuerzo desviador

$P_0 =$ Unidad de presión de referencia

K_a , K_b y $K_c =$ Constantes del material obtenidas por una prueba triaxial con carga repetida en materiales granulares.

Este modelo ha dado resultados razonablemente buenos y es recomendado para su uso en la práctica para caracterizar materiales de base y subbase.

3.7.1 Constantes no lineales para materiales granulares

Basados en análisis estadísticos de datos publicados, Rada y Witczak (1981) presentaron la desviación estándar promedio del módulo de resiliencia para varios materiales granulares, como se muestra en la Tabla 3-2. Se reportó (Finn et al. 1986) que el módulo de resiliencia de materiales de base y subbase en el tramo de prueba AASHO puede ser representado con la ecuación (Ecuación 4-6) con $K_2 = 0.6$ y K_1 con valores de 3200 a 8000 psi, dependiendo de los contenidos de agua.

Tipo de material	No. de datos	K_1 (MPa)		K_2	
		media	desviación estándar	media	desviación estándar
Arena limosa	8	11.17	0.54	0.62	0.13
Grava arenosa	37	30.89	29.65	0.53	0.17
Arena-grava	78	30.00	18.13	0.59	0.13
Roca triturada	115	49.70	51.64	0.45	0.23

Tabla 3-2 Constantes no lineales K_1 y K_2 para materiales granulares (Según Rada y Witczak 1981)

Otros valores de K_1 y K_2 se presentan en la Tabla 3-3:

Referencias	Material	K_1 (MPa)	K_2
Hicks (1970)	Grava parcialmente triturada, roca triturada	11.03-34.48	0.57-0.73
Hicks y Finn (1973)	Base no tratada, tramo de prueba (San Diego)	14.48-37.23	0.61
Allen (1973)	Grava, roca triturada	12.41-55.16	0.32-0.70
Kalcheff y Hicks (1973)	Roca triturada	27.58-62.06	0.46-0.64
Boyce et al (1976)	Caliza triturada bien graduada	55.16	0.67
Monismith y Witczak (1980)	Materiales de base y subbase en servicio	20.00-53.44	0.46-0.65

Tabla 3-3 Rangos de K_1 y K_2 para materiales granulares no tratados (Shook et al, 1982)

3.8 Correlaciones

La Tabla 3-4 proporciona valores típicos de módulo de resiliencia y otras características, para diferentes tipos de suelos granulares utilizados en la construcción de terracerías y pavimentos.

Tipo de suelo AASHTO	Descripción	SUCS	γ_d (kN/m ³)	VRS %	Valor K (MPa/m)	Módulo resiliente (MPa)
Suelos de grano grueso						
A-1-a , bien graduado	Grava	GW, GP	19.6-22	60 - 80	81.44-122.16	70.37-140.74
A-1-a , mal Graduado			18.9-20.4	35 - 60	81.44-108.58	70.37-140.74
A-1-b	Arena gruesa	SW	17.3-20.4	20 - 40	54.29-108.58	42.23-105.55
A-3	Arena fina	SP	16.5-18.9	15 - 25	40.72-81.44	35.18-14.07
Suelos A-2 (materiales granulares con alto porcentaje de finos)						
A-2-4 , gravosa	Grava limosa	GM	20.4-22.8	40 - 80	81.44-135.73	70.37-211.11
A-2-5 , gravosa	Grava areno limosa					
A-2-4 , arenosa	Arena limosa	SM	18.9-21.2	20 - 40	81.44-108.58	70.37-140.74
A-2-5 , arenosa	Arena limosa con grava					
A-2-6 gravosa	Grava arcillosa	GC	18.9-22.0	20 - 40	54.29-122.16	56.29-140.74
A-2-7 gravosa	Grava arcillosa con arena	SC	16.5-20.4	10 - 20	40.72-95.00	35.18-105.55
A-2-6 arenosa	Arena arcillosa					
A-2-7 arenosa	Arena arcillosa con grava					

Tabla 3-4 Valores de módulo de resiliencia y otras características de materiales para pavimentación

4. Comportamiento a fatiga de suelos estabilizados

4.1 Introducción

El agrietamiento en pavimentos debido a fatiga bajo carga repetida ha sido reconocido por muchos años como la forma más común de falla. Medina (1985) señaló en Brasil que, en pavimentos asfálticos con capa de base granular, alcanzan la falla por un intenso agrietamiento por fatiga y raramente por deformación permanente. Brown y Brunton (1984) han definido el término fatiga como “falla en el pavimento como resultado de aplicaciones repetidas de deformación bajo el nivel al cual causa ruptura en una aplicación simple”. El agrietamiento por fatiga de la capa resulta de deformaciones repetidas a la tensión en el fondo de esta capa. Las grietas comienzan en el fondo de la capa y entonces se propagan hacia arriba causando pérdida de módulo de resiliencia lo cual alterara la distribución de esfuerzos y deformaciones en la estructura total de pavimento y en el suelo de la subrasante.

La causa de falla por fatiga está relacionada con las características resilientes de cada componente del pavimento. En pavimentos con bases estabilizadas y superficie de rodamiento delgada, es inevitable una cierta cantidad de agrietamiento y las grietas normalmente se reflejan a través de la superficie del asfalto (Figura 4-1).

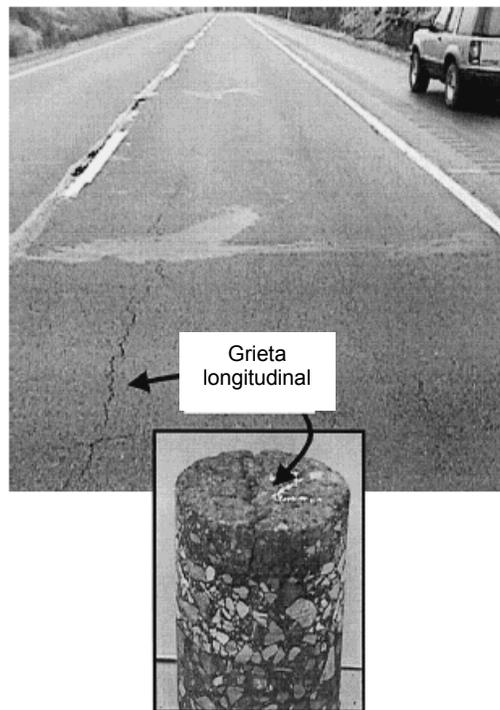


Figura 4-1 Agrietamiento superficial por fatiga en la capa asfáltica

Bulman (1972) reportó que tales grietas no son importantes mientras sean suficientemente pequeñas para posibilitar que la carga sea transferida a través de ellas y prevenir que el agua penetre fácilmente por ellas. Él sugiere una técnica para evitar grietas posteriores en las bases de suelo estabilizado. Con el conocimiento de la resistencia a la tensión del suelo estabilizado, es posible preagrietar una base a un patrón de grietas deseado mediante la aplicación de una carga por rueda específica por un cierto periodo de tiempo. Si las grietas son muy pequeñas con una buena interconexión y si una superficie de rodamiento apropiada es capaz de acomodarse con los movimientos diferenciales pequeños a través de las grietas, entonces, la base de suelo estabilizado puede propiamente ser considerada como una base flexible parecida a una grava o roca triturada, en vez de considerarse como una base rígida (tipo losa).

La falla por fatiga es evidenciada por la aparición de pequeñas grietas en la superficie de rodamiento llamadas “piel de cocodrilo” o grietas de “mapeo”. La falla progresiva por fatiga puede tomar la forma de descascamiento, el cual indica que el pavimento es estructuralmente inadecuado. Por lo tanto, si el pavimento agrietado será recarpeteado, la sobrecarpeta deberá ser hecha antes que las capas originales hayan sufrido una pérdida significativa de módulo de resiliencia, después de lo cual será necesaria una reconstrucción completa.

4.2 Mecanismos para la estabilización de suelos

Existen varios medios para mejorar la condición de un suelo que ha de ser utilizado para en este tipo de construcciones. Para un mejor análisis, estos se dividen en tres grupos:

a) Procedimientos mecánicos (compactación):

- Amasado (rodillos pata de cabra)
- Impactos de carga (pisonos)
- Presión estática (rodillos lisos y neumáticos)
- Vibración (rodillos vibratorios)
- Métodos mixtos (combinación de los métodos anteriores)

b) Procedimientos químicos (estabilizaciones):

- Cal
- Cemento Portland
- Ceniza Volante (Fly Ash)
- Asfaltos
- Otros

c) Procedimientos físicos:

- Mezcla (suelo con suelo)
- Confinamiento (suelos friccionantes)
- Consolidación previa (suelos finos arcillosos)
- Vibroflotación

El grupo que concierne a esta investigación es el de procedimientos químicos, los cuales son utilizados normalmente en tareas de estabilización de suelos para capas bases y subrasantes de estructuras de pavimentos.

4.2.1 Procedimientos químicos

La estabilización de suelos en la construcción de carreteras puede ser definida como un proceso para el mejoramiento de la resistencia del suelo mediante la reducción de su susceptibilidad a la influencia del agua y condiciones del tránsito en un periodo de tiempo razonable. Los materiales disponibles para carreteras pueden ser procesados mediante estabilización y entonces ser utilizados en la construcción de caminos de bajos costos.

El uso principal de una mezcla de suelos estabilizados en la actualidad es en la construcción de la capa base de la estructura de pavimento. Una base de suelo estabilizado puede proporcionar el soporte para una superficie de rodamiento relativamente delgada la cual estará sujeta a una ligera o moderada cantidad de tránsito. También puede ser utilizada como base para un pavimento el cual estará sujeto a altos volúmenes de tránsito. Además, la estabilización puede ser utilizada en la construcción de caminos revestidos y para el mejoramiento de suelos existentes, los cuales serán utilizados en la subrasante.

El tipo y grado de estabilización requerida en cualquier caso dado es principalmente un problema de disponibilidad y costo de los materiales utilizados, así como su compatibilidad con las condiciones del suelo existente. El tránsito anticipado y las condiciones climáticas son también de gran importancia en la selección del método de estabilización apropiado.

Los estabilizadores químicos generalmente caen dentro de una de tres categorías. Pueden utilizarse para cubrir e impermeabilizar los granos del suelo y proveer fuerza cohesiva. Un segundo grupo se usa para formar una adhesión cementante entre las partículas del suelo, proporcionando fuerza y durabilidad. Un tercer grupo realmente interactúa con suelos tipo arcilla para alterar la naturaleza del sistema agua – arcilla, baja la plasticidad, el potencial de cambio de volumen, forma uniones cementantes y aumenta la resistencia.

4.2.1.1 Cal

La cal se usa en suelos que contienen componentes minerales de arcilla. La reacción entre el mineral de la arcilla y la cal, es la que produce el efecto de estabilización.

La teoría química involucrada en la reacción de la cal es compleja (Thompson, 1966, 1968). Las reacciones primarias principales incluyen intercambio catiónico, floculación – aglomeración, carbonatación y reacción puzolánica. Todos los suelos finos pueden ser modificados en algún grado para exhibir menos plasticidad y mejorar la trabajabilidad utilizando un tratamiento a base de cal. Las características de resistencia de un suelo tratado con cal dependen principalmente del tipo de suelo, tipo y porcentaje de cal, así como las condiciones de curado (tiempo – temperatura).

Se puede utilizar la cal para cambiar las propiedades del suelo (modificación) o para el mejoramiento a largo plazo (estabilización).

La modificación de suelos puede ser definida como la reducción de la plasticidad y/o el potencial de hinchamiento para satisfacer a un nivel aceptable los requerimientos de diseño. Esta modificación usualmente también lleva con ella mejoramiento en la resistencia y rigidez y una mejora significativa en la trabajabilidad, construcción y cambios de textura.

Los efectos de modificación del suelo son inmediatos, entre ellos existe la reducción de la plasticidad, cambios de la relación humedad – densidad, cambios de textura y mejoramiento de la resistencia.

La estabilización del suelo es un cambio permanente en las propiedades del suelo tratado. Ésta requiere un nivel significativo de reacción puzolánica, el cual genera una resistencia substancial, rigidez y durabilidad en la capa de pavimento.

Los tipos de cal comúnmente utilizados para la estabilización de suelos de grano fino, son la cal hidratada de alto calcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, la cal viva calcítica (CaO), la cal dolomítica monohidratada $[\text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot \text{MgO}]$ y la cal viva dolomítica. La cantidad usada para la mayoría de los suelos varía usualmente entre 5 y 10%.

La cal se utiliza en la estabilización de capas bases y subrasantes. Las funciones principales de estas en un sistema de pavimento flexible, son mejorar la resistencia a esfuerzos cortantes de la capa estabilizada, proteger las capas subyacentes y subrasantes naturales de ser sobreesforzadas, aumentar el módulo de respuesta generado por la capa base flexible debido al apoyo mejorado de la subrasante estabilizada con cal y reducir el esfuerzo cortante dentro de la superficie de concreto asfáltico como un resultado del mejor apoyo ofrecido por la capa de subrasante estabilizada.

4.2.1.2 Cemento Portland

La estabilización con cemento Portland se puede usar en una gran variedad de suelos, tales como: gravas, arenas, limos y suelos de baja plasticidad. Sin embargo, el cemento no es tan efectivo como la cal en la estabilización de arcillas de alta plasticidad. Algunos suelos arcillosos tienen una alta afinidad con el agua, de tal manera que el cemento no puede hidratarse lo necesario para producir la reacción puzolánica completa. Usualmente es ventajoso utilizar cemento cuando los suelos no reaccionan con la cal (Mitchell y Raad, 1973).

El cemento se usa cada vez más como estabilizador de suelos, particularmente en la construcción de carreteras y presas de tierra. La primera construcción controlada con suelo-cemento en Estados Unidos se llevó a cabo cerca de Johnsonville, Carolina del Sur, en 1935.

Como en el caso de la cal, el cemento ayuda a disminuir el límite líquido y a incrementar el índice plástico y la manejabilidad de los suelos arcillosos. Para suelos arcillosos, la estabilización con cemento es efectiva cuando el límite líquido es menor que 45 – 50 y el índice plástico es menor que aproximadamente 25. Los requisitos óptimos del cemento

por volumen para la estabilización efectiva de varios tipos de suelos están dados en la Tabla 4-1 presentada por Mitchell y Freitag (1959):

TIPO DE SUELO		Porcentaje de cemento por volumen
Clasificación AASHTO	Clasificación unificada	
A-2 y A-3	GP, SP y SW	6 – 10
A-4 y A-5	CL, ML y MH	8 – 12
A-6 y A-7	CL, CH	10 – 14

Tabla 4-1 Cemento requerido por volumen para la estabilización efectiva de varios suelos

Al igual que la cal, el cemento ayuda a incrementar la resistencia de los suelos y la resistencia decrece con el tiempo de curado.

Los suelos granulares y arcillosos de baja plasticidad son obviamente los más adecuados para la estabilización con cemento. Las arcillas cálcicas son estabilizadas más fácilmente por la adición de cemento, mientras que las arcillas sódicas e hidrogenadas, de naturaleza expansiva, responden mejor a la estabilización con cal. Por estas razones debe ponerse atención a la selección del material estabilizador.

Para una compactación en campo, la cantidad apropiada de cemento se mezcla con suelo, ya sea en el sitio o en una planta mezcladora y luego se lleva al sitio. El suelo es compactado al peso unitario requerido con una cantidad de agua predeterminada.

La alta resistencia a la compresión desarrollada en suelos de subrasantes y bases estabilizados con cemento generan altos valores de rigideces o módulos de resiliencia en las capas resultantes del pavimento. En muchos casos, las resistencias son tan altas y las rigideces tan grandes que la capa tratada con cemento debe ser considerada como una losa estructural. Esta resistencia ganada, la cual ocurre bastante rápido, puede resultar en una contracción considerable, la cual debe ser acomodada por técnicas apropiadas de construcción.

4.2.1.3 Ceniza Volante (Fly Ash)

La ceniza volante es un producto secundario del proceso de combustión del carbón pulverizado usualmente asociado con plantas generadoras de energía eléctrica. Es un polvo de grano fino, compuesto principalmente de silicio, aluminio y varios óxidos y álcalis; es de naturaleza puzolánica y reacciona con cal hidratada para producir productos cementantes. Las mezclas de cal y ceniza volante se utilizan para la estabilización de bases y subbases de caminos. Se preparan mezclas efectivas con 10-35% de ceniza volante y 2-10% de cal. Las mezclas de suelo, cal y ceniza volante son compactadas bajo condiciones controladas con la cantidad apropiada de agua para obtener capas de suelo estabilizado.

Dependiendo del tipo de carbón, las cenizas volantes se clasifican dentro de dos categorías: cenizas con bajo contenido de calcio derivadas de carbón bituminoso y antracitas denominadas cenizas volantes “clase F” y cenizas volantes con alto contenido de calcio, las cuales se derivan de carbones ligníticos y subbituminosos y se denominan “clase C”.

La ceniza volante ha sido utilizada principalmente en la estabilización de suelos como un suplemento o reemplazo de la cal o cemento en suelos que muestran pobres propiedades puzolánicas con el fin de aumentar la reacción cal – sílice.

La ceniza volante y los suelos estabilizados en bases y subrasantes con ceniza volante y cal desarrollan el mismo tipo de mejoras que los suelos estabilizados con cal y cemento. Estas mejoras incluyen cambios en las propiedades físicas, tales como la reducción en la plasticidad y potencial de hinchamiento. Sin embargo, el principal propósito de la estabilización con ceniza volante es mejorar la resistencia al esfuerzo cortante y el módulo de resiliencia o rigidez en la capa de suelo estabilizada.

4.2.1.4 Asfalto

El mejoramiento de las propiedades de los suelos con el añadido de asfalto y productos asfálticos es una técnica socorrida y frecuentemente muy efectiva. Son tres los tipos de producto que se han usado para este fin.

- Productos bituminosos, que son sistemas anhídridos de hidrocarburos totalmente solubles en bisulfuro de carbono.
- Productos asfálticos, procedentes de la destilación y refinamiento del petróleo o asfaltos naturales, más raramente.
- Productos residuo de la destilación destructiva de materiales orgánicos, tales como el carbón, ciertos aceites, lignitos, turbas y madera (alquitranes).

Los productos asfálticos y bituminosos en general, son normalmente demasiado viscosos para que se puedan incorporar directamente a los suelos; por ello deben usarse calentados, emulsificados en agua (emulsiones) o rebajados con un solvente, generalmente volátil, como la gasolina.

Las emulsiones y los asfaltos rebajados son los productos más usados en estabilizaciones de suelos, pero se emplean también alquitranes calentados o rebajados. Los rebajados más usuales son los de fraguado lento y medio, pero en las arenas se han utilizado también los de fraguado rápido con éxito.

Los asfaltos emulsificados se usan con rompimiento medio y lento. Las emulsiones son suspensiones muy finas de partículas de asfalto en agua y el asfalto se liga con el suelo cuando la suspensión se coagula (rompimiento). El momento en que tal coagulación ocurra determina la efectividad de la liga asfalto – suelo; si el rompimiento ocurre muy pronto, se tendrá una penetración escasa e inadecuada y esta es la razón por la que se evitan las emulsiones de rompimiento rápido.

Prácticamente todos los tipos de suelo responden a la estabilización con asfalto, incluyendo las arcillas más compresibles y activas, pero los mejores resultados se obtienen sin duda con arenas y con gravas arenosas, materiales a los que el asfalto da cohesión e impermeabilidad.

4.2.1.5 Otros

Existen otros métodos de estabilización química de suelos diferentes a los ya citados, sin embargo, su utilización es mucho menos frecuente. Entre dichos métodos se encuentran:

- Ácido fosfórico y fosfatos
- Cloruro de sodio
- Sulfatos de calcio (Yeso) y Cloruro de calcio
- Hidróxido de sodio (sosa cáustica)
- Sales de aluminio
- Resinas y polímeros

4.3 Dispositivos experimentales usuales

Similar a los estudios hechos en suelos cohesivos y granulares, existe una gran variedad de dispositivos que son utilizados para la medición del módulo de resiliencia en suelos estabilizados. Los dispositivos utilizados con mayor frecuencia son:

- Equipo triaxial cíclico (sección 2.2.1)
- Columna resonante (sección 2.2.2)
- Máquina servohidráulica universal INSTRON (sección 3.3.1)
- Prueba de tensión indirecta

4.3.1 Prueba de tensión indirecta

4.3.1.1 Descripción del equipo

El método de tensión indirecta para módulos de resiliencia de mezclas bituminosas presentado por la ASTM (American Society for Testing and Materials) se denomina como D 4123 – 82 y fue reaprobadado en 1995.

La prueba de tensión indirecta de carga repetida para determinar el módulo de resiliencia de mezclas bituminosas es conducida mediante la aplicación de cargas de compresión con ondas senoidales u otras compatibles. La carga es aplicada verticalmente en el plano diametral de un espécimen cilíndrico de concreto asfáltico o suelo estabilizado. La deformación horizontal resultante del espécimen es medida y, con una relación de Poisson supuesta, es utilizada para calcular el módulo de resiliencia. La relación de Poisson también puede ser calculada mediante la medición de las deformaciones horizontales y verticales recuperables.

La interpretación de los datos de deformación ha resultado en dos valores de módulo de resiliencia a ser utilizados. Los módulos de resiliencia instantáneos son calculados utilizando la deformación recuperable que ocurre instantáneamente durante la porción descargada del primer ciclo. El módulo de resiliencia total es calculado usando la deformación total recuperable la cual incluye las deformaciones instantáneas recuperables y continuas recuperables que dependen del tiempo durante la porción de descarga y periodo de reposo de un ciclo de carga.

La máquina de prueba debe tener una capacidad para aplicar un pulso de carga sobre un rango de frecuencias, duraciones o niveles de carga.

Una máquina de prueba electrohidráulica con un generador de función capaz de producir la forma de onda deseada ha mostrado ser compatible para utilizarse en la prueba de tensión indirecta de carga repetida, aunque existen otros tipos de máquinas que se obtienen de manera comercial o han sido construidas en laboratorios. Sin embargo, estas últimas podrían no tener la misma capacidad de carga para manejar especímenes mayores a temperaturas de pruebas más frías.

El sistema de control de temperatura que sea utilizado durante las pruebas, debe ser capaz de controlar un rango de temperatura de 41 a 104 °F (5 a 40 °C) y dentro de ± 2 °F (± 1.1 °C) de la temperatura especificada dentro del rango. El sistema debe incluir una cabina de temperatura controlada lo suficientemente grande para contener al menos tres especímenes por un periodo de 24 horas antes de la prueba.

El sistema de medición y grabación debe incluir sensores para la obtención de deformaciones horizontales y verticales. Cuando se supone la relación de Poisson, solo se requiere un sistema de medición de deformaciones horizontales. El sistema debe ser capaz de medir las deformaciones horizontales en el rango de 0.00001 in (0.00025 mm) de deformación. Las cargas deben ser medidas y grabadas o calibradas exactamente antes de las pruebas.

Los aparatos de medición o grabación deben ser independientes de frecuencias para pruebas conducidas hasta 1.0 Hz.

Los valores de deformaciones verticales y horizontales pueden ser medidos por medio de LVDT's (Linear Variable Differential Transformers) u otros dispositivos compatibles. Los LVDT's deben estar a media altura opuestos uno del otro sobre el diámetro horizontal del espécimen. La sensibilidad y tipo de aparato de medición deben ser seleccionados para proveer la deformación requerida de manera impresa. Debe proveerse un contacto positivo de un resorte de carga o una unión pegajosa al espécimen si se requiere contacto directo entre el aparato de medición y la muestra.

Las cargas deben ser medidas con una célula electrónica capaz de satisfacer los requerimientos específicos para las mediciones de carga.

Una cinta metálica de carga con una superficie cóncava que tenga un radio de curvatura igual al radio nominal del espécimen de prueba se requiere para aplicar carga al espécimen (Figura 4-2). Los especímenes normalmente tendrán un diámetro nominal de 4 a 6 in (102 a 152 mm). La cinta de carga deberá ser de 0.5 o 0.75 in (13 a 19 mm) de ancho para esos diámetros, respectivamente. Los extremos deben ser redondeados mediante pulido para remover las puntas afiladas con el fin de no cortar las muestras durante la prueba. Para especímenes con texturas ásperas, se ha encontrado ser efectiva la utilización de una membrana delgada de hule duro colocada en la cinta de carga con el fin, de reducir los efectos de concentraciones de esfuerzos, pero ésta debe ser utilizada solo cuando las deformaciones verticales no serán medidas.

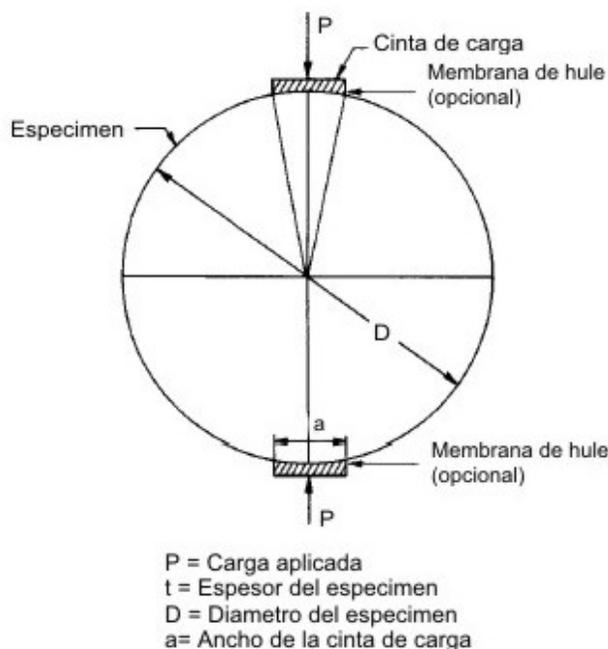


Figura 4-2 Prueba de tensión indirecta

4.3.1.2 Procedimiento de prueba

A continuación se presenta el procedimiento de prueba por medio del cual se determinan las características resilientes del suelo estudiado:

- 1 Los especímenes requeridos para estas pruebas deben de tener una altura de al menos 2 in (51 mm) y un diámetro mínimo de 4 in (102 mm) para tamaño máximo de agregados de hasta 1 in (25 mm), y una altura de al menos 3 in (76 mm) y un diámetro mínimo de 6 in (152 mm) para tamaño máximo de agregados de hasta 1.5 in (38 mm).
- 2 En caso de análisis de corazones, estos deben cumplir con las dimensiones establecidas para las probetas elaboradas en el laboratorio.
- 3 Antes de la prueba se colocan los especímenes de prueba en un horno con temperatura controlada con el fin de generar la temperatura de prueba especificada. A menos que la temperatura sea vigilada, y la temperatura actual conocida, el espécimen debe permanecer en el horno con la temperatura especificada por lo menos 24 horas antes del ensaye.
- 4 Se coloca el espécimen dentro del aparato de carga y posicionan las fajas de carga paralelas y centradas sobre el plano diametral vertical. Se ajusta y balancea el sistema electrónico de medición si es necesario.
- 5 Se preconditiona el espécimen mediante la aplicación de una carga de onda tipo senoidal u otra onda compatible sin impacto para un periodo mínimo suficiente

para obtener de manera impresa una deformación uniforme. Dependiendo de la frecuencia de carga y las temperaturas, es típico utilizar un mínimo de 50 a 200 repeticiones de carga; sin embargo, el mínimo para una situación dada debe ser determinado de tal manera que las deformaciones sean estables. La evaluación del módulo de resiliencia usualmente incluirá pruebas para tres temperaturas, por ejemplo, 41±2, 77±2 y 104±2 °F (5, 25 y 40 °C), a una o más frecuencias de carga, por ejemplo, 0.33, 0.5 y 1 Hz para cada temperatura. El rango de carga recomendado es aquel que induce de 10 a 50% de la resistencia a la tensión.

- 6 Se monitorean las deformaciones horizontales y verticales durante la prueba. Si ocurre durante la prueba una deformación vertical total acumulada mayor de 0.001 in (0.025 mm), debe reducirse la carga aplicada, temperatura de prueba, o ambas.
- 7 Cada determinación del módulo de resiliencia deberá ser completada dentro de los 4 minutos del tiempo en que los especímenes son removidos del horno con temperatura controlada.
- 8 Se ensaya cada espécimen para el doble del módulo de resiliencia; seguida la primer prueba, se reemplaza la muestra en el horno de temperatura controlada por 10 minutos, para después rotar el espécimen aproximadamente 90° y repetir la prueba. Se recomiendan tres especímenes elaborados en el laboratorio o tres corazones para una serie de prueba dada con variables de temperatura, duración y frecuencia de carga. Con el fin de reducir el daño permanente para el espécimen, la prueba debe empezar para la temperatura, duración y carga más bajas. Subsecuentemente, la prueba en el mismo espécimen debe hacerse para producir progresivamente las condiciones de módulos menores. Es necesario llevar los especímenes a la temperatura de prueba antes de cada ensaye.
- 9 Se miden las deformaciones verticales y horizontales recuperables promedio para al menos tres ciclos de carga después de que la deformación repetida resiliente se ha vuelto estable. Las mediciones de deformación vertical pueden ser omitidas cuando la relación de Poisson no va a ser determinada.
- 10 Se calcula el módulo de resiliencia (**E**) en lb/plg² o MPa, y la relación de Poisson (**u**) de la siguiente manera:

$$E_{RI} = \frac{P(u_{RI} + 0.27)}{t\Delta H_I} \quad \text{Ecuación 4-1}$$

$$E_{RT} = \frac{P(u_{RT} + 0.27)}{t\Delta H_T} \quad \text{Ecuación 4-2}$$

$$u_{RI} = \frac{3.59\Delta H_I}{\Delta V_I} - 0.27 \quad \text{Ecuación 4-3}$$

$$u_{RT} = \frac{3.59\Delta H_T}{\Delta V_T} - 0.27 \quad \text{Ecuación 4-4}$$

$$S_T = \frac{2P_{ult}}{\pi t D}$$

Ecuación 4-5

donde:

E_{RI} = Módulo de resiliencia instantáneo, MPa

E_{RT} = Módulo de resiliencia total, MPa

ν_{RI} = Relación de Poisson instantánea

ν_{RT} = Relación de Poisson total

P = Carga repetida, N

t = Espesor del espécimen, mm

ΔH_I = Deformación horizontal instantánea recuperable, mm

ΔV_I = Deformación vertical instantánea recuperable, mm

ΔH_T = Deformación horizontal total recuperable, mm

ΔV_T = Deformación vertical total recuperable, mm

S_T = Resistencia a la tensión, MPa

P_{ult} = Carga última aplicada requerida para que el espécimen falle, N

D = Diámetro del espécimen, mm

La Figura 4-3 muestra una probeta de suelo estabilizado con cal en un ensaye de tensión indirecta, utilizando el equipo triaxial cíclico:

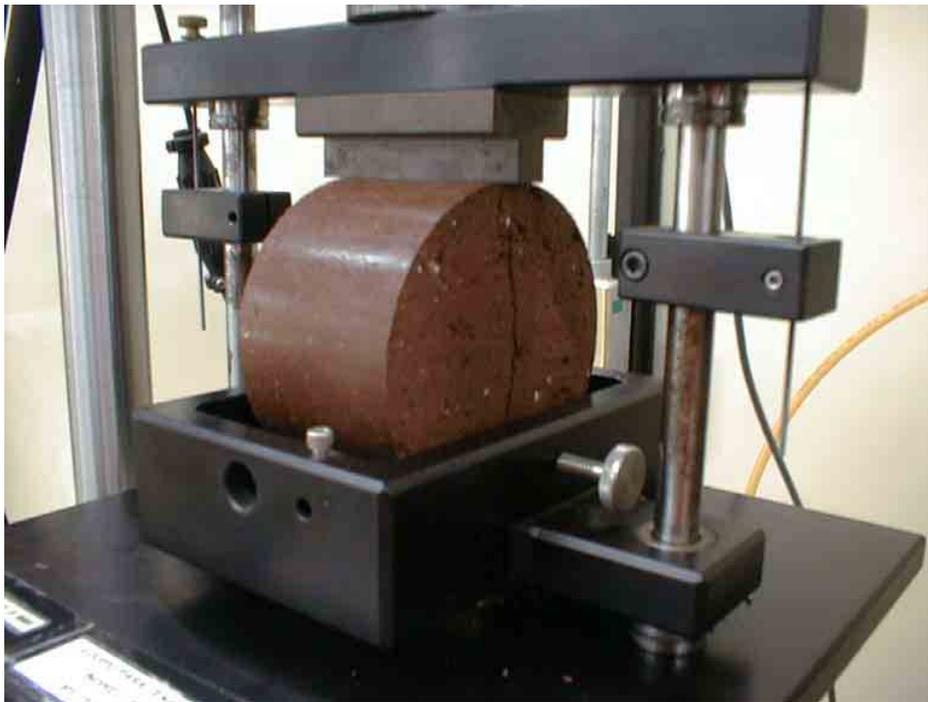


Figura 4-3 Probeta de suelo estabilizado con cal en equipo de tensión indirecta

4.4 Factores que afectan la fatiga en suelos estabilizados

Los principales factores que afectan la fatiga en suelos estabilizados son:

- Tránsito
- Parámetros de compactación: peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación
- Tipo y contenido del estabilizador
- Tipo de suelo
- Aditivos

4.4.1 Tránsito

No existe un consenso general acerca de cómo y cuando se originan las grietas. El punto de vista popular es que las grietas por contracción aparecen en la superficie durante la vida temprana de la capa estabilizada, tan pronto como unos pocos días o años después de la construcción. Las grietas por fatiga, por otra parte, se inician en el fondo de la base cuando la fatiga excede una cierta magnitud (de acuerdo a la hipótesis de Miner). En cualquiera de los dos casos, la grieta se inicia en la cara superior o inferior, dependiendo de la carga, propagándose a través de toda la profundidad de la capa en cuestión de pocas semanas ó años.

Un estudio experimental conducido en Japón (Yamanouchi, 1973), y un estudio complementario en Suiza (Fetz, 1982) sugirieron abrir la base joven de suelo – cemento al tránsito, lo cual induce muchas microgrietas que intensifican el comportamiento de la capa base. En la superficie este resultado parece contradecir la teoría de que el tránsito pesado en la construcción podría ser evitado totalmente para mejorar el comportamiento. La diferencia parece residir en la severidad de las grietas inducidas. Yamanouchi (1973) recomendó la inducción de microgrietas bajo tránsito normal, y Scott y otros desean evitar grietas grandes que probablemente ocurran bajo tránsito pesado durante la construcción o rodillos de rodada suave.

La cuestión ahora surge en cuanto a cómo el tránsito prematuro minimiza el agrietamiento y mejora el comportamiento de las bases cementadas. Primero, el agrietamiento prematuro ayuda a fomentar numerosas grietas finas en vez de grietas amplias. Además, el suelo – cemento joven puede volverse más denso con tránsito dentro de uno o dos días después de su colocación. El curado de las “grietas de compactación” desarrolladas bajo la compactación del rodillo puede ser otra razón para un comportamiento superior. Fetz (1982) especuló que una capa tratada con cemento con grietas finas inducidas en ella, exhibirá un módulo relativamente bajo y, en cambio, atraerá menores esfuerzos de cargas por rueda y esfuerzos termales o de contracción.

Bofinger (1969) parece ser mas explícito en asegurar la razón que causa el agrietamiento en la base estabilizada. De acuerdo con él, las características de la mayoría de las grietas observadas en bases de suelo – cemento frecuentemente resultan de cargas de tránsito en vez de esfuerzos por contracción. Controlando el espaciamiento de las grietas incluyendo los esfuerzos prematuros de las bases de suelo – cemento con los rodillos, un método afirma ser eficiente para predeterminar el tamaño y espaciamiento de las grietas. Un estudio francés mostró un acuerdo general con el predominio de grietas relacionadas con la carga en la que el agrietamiento se atribuye a esfuerzos de tensión inducidos por la

carga y ocurren en la base de la capa tratada. La evidencia es abrumadora en el sentido de que el agrietamiento relacionado con las cargas en las capas tratadas es más predominante que cualquier otro tipo (en su mayor parte, grietas por contracción).

4.4.2 Parámetros de compactación: peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación

Un esfuerzo de compactación dado para un contenido de humedad óptima permitirá que las partículas de suelo estabilizado lleven a cabo su relleno y peso volumétrico máximo de una manera más exacta. Cuando la humedad óptima y el peso volumétrico máximo son logrados, el suelo generalmente está cerca o en la resistencia más alta para ese esfuerzo de compactación.

Cronológicamente, las primeras grietas en la capa estabilizada ocurren durante la etapa de compactación. Scott (1974) afirmó que las capas estabilizadas con cemento deben ser proporcionadas de tal manera que la mezcla joven no sufra agrietamiento por fatiga bajo el tránsito durante la construcción. Si las grietas prematuras pueden ser eliminadas, entonces, de acuerdo con Scott, la capa estabilizada probablemente será resistente a la fatiga porque ésta gana resistencia con el paso del tiempo. Si la teoría del agrietamiento prematuro por fatiga prevalece, el agrietamiento por contracción todavía puede ocurrir a intervalos específicos debidos a esfuerzos de contracción o termales de tensión. Es razonablemente especular que para menores niveles de compactación, menores (o quizás más estrechas) grietas por contracción.

Christensen (1969), en un estudio de 11 suelos arcillosos estabilizados con 3 y 5% de cemento y cal, encontró que el peso volumétrico seco máximo decrece ligeramente (cemento, 19.2 kg/m³; cal, 59.2 kg/m³ en promedio) y el contenido de humedad óptima promedio se incrementa ligeramente (cemento, 0.6%; cal, 2.1%) después del tratamiento con cemento o cal de suelos no tratados. Mediante compactación retardada de 24 horas, el peso volumétrico seco decreció más (48 kg/m³) y el contenido de humedad optima se incrementó (1.8%) para el cemento. La relación humedad – peso volumétrico para el tratamiento con cal, sin embargo, esencialmente no cambia con la compactación retardada.

La resistencia a la compresión decreció en casi todos los casos cuando las probetas estabilizadas con cemento (nueve suelos a 3 y 5%) ensayados con 24 horas de compactación retardada; mientras que el 44% de las muestras estabilizadas con cal mostraron un decremento en la resistencia para 24 horas de compactación retardada. La resistencia del cemento sin compactación retardada fue claramente superior para todas las muestras y contenidos, comparadas con las muestras estabilizadas con cal y compactadas con un retraso de 24 horas. Sin embargo, aún con el retraso de 24 horas, el 61% de las muestras de cemento exhibieron resistencias superiores comparadas con las muestras de cal.

Kennedy et al. (1987) encontraron que especímenes estabilizados con cemento tienden a estar más acomodados para esfuerzos de compactación bajos, y los especímenes estabilizados con cal son mejores para esfuerzos de compactación mayores. Esto indica que cada estabilizador debe tener un esfuerzo de compactación específico que logra propiedades ingenieriles óptimas. Sin embargo, es difícil correlacionar estándares de compactación en laboratorio con equipo y esfuerzos de compactación en campo.

Generalmente, se indica un esfuerzo de compactación bajo con Próctor Estándar en la modificación de especificaciones.

4.4.3 Tipo y contenido del estabilizador

Varios investigadores han estudiado los efectos de la cal y del cemento en las propiedades de suelos arcillosos. Barksdale (1968) mostró que la tendencia al agrietamiento en general aumenta con el contenido de cemento a partir de determinados valores, y por lo tanto, se producirá una disminución en la resistencia del conjunto. El agrietamiento del suelo tratado con cemento, primero decrece con la proporción de cemento hasta un mínimo y después se incrementa, por lo que existe un contenido de cemento que minimiza el agrietamiento.

Bofinger (1969) reportó que un alto contenido de cemento y un incremento en el peso volumétrico seco inicial incrementa la vida de diseño por fatiga.

En otro estudio, Christensen (1969) examinó 11 suelos modificados con 3 y 5% de cemento Portland y cal. Se examinaron los límites de consistencia para todos los suelos después de un tiempo de curado de 24 horas y para suelos seleccionados a 1 y 48 días de retraso. Los cambios de propiedades comparables fueron registrados para ambos estabilizadores con respecto al índice plástico y límite de contracción. La resistencia a la compresión fue mayor para todas las edades de cemento. La Tabla 4-2 muestra los cambios promedio en porcentaje de estas propiedades para los suelos arcillosos ensayados:

% Estabilizador	Índice plástico	Límite de contracción	Resistencia a la compresión a 7 días	Resistencia a la compresión a 28 días
3% de cemento	-52%	122%	468%	605%
3% de cal	-55%	123%	183%	348%
5% de cemento	-64%	158%	775%	993%
5% de cal	-64%	151%	266%	481%

Tabla 4-2 Cambio promedio en porcentaje de las propiedades para suelos arcillosos (Christensen, 1969)

La Tabla 4-2 indica que una pequeña cantidad de estabilizador, sea cemento o cal, cambia significativamente la plasticidad y las propiedades de contracción de un suelo. Adicionalmente, el primer pequeño porcentaje de estabilizador generalmente produce el cambio de propiedades más pronunciado, con cantidades adicionales que afectan la plasticidad y las propiedades de límite de contracción sólo marginalmente. El cemento y la cal mostraron resultados similares en cuanto a modificaciones en la plasticidad y el límite de contracción.

La resistencia a la compresión también se afectó significativamente por el contenido del estabilizador. El cemento generalmente produce un incremento más significativo en la resistencia que la cal. La Tabla 4-2 indica que el incremento en la resistencia promedio a 7 y 28 días para nueve suelos arcillosos ensayados fue mucho mayor para el caso del cemento.

Petry (1988) determinó la cantidad de cemento Portland y cal. Se seleccionaron contenidos de 12% de cemento y 10% de cal para modificar un suelo con un índice plástico mayor de 60. El cemento redujo la plasticidad a 12 y la cal lo redujo a 17.

Petry y Wohlgemuth (1988) mostraron que, para la cal, incrementos en el contenido resultan en el mantenimiento o en un ligero decremento de la resistencia (aunque las conclusiones establecen que la resistencia se incrementa con la cal hasta un valor óptimo y se mantiene sin cambiar desde ese momento). El cemento, por otra parte, muestra una tendencia de incremento en todos los casos excepto, para suelos granulares con un contenido de 15%, donde la resistencia decrece ligeramente.

Las resistencias altas en el cemento pueden ser atribuidas a dos factores. Primero, los cristales de hidróxido de calcio producidos durante la hidratación del cemento son finos y puros y por eso reaccionan altamente, proveyendo el calcio necesario para el intercambio iónico. Segundo, una red rígida es formada por los productos reactivos del cemento, parecido a aquel formado en el concreto. Para contenidos pequeños, las redes pueden ser pequeñas y aisladas; para contenidos mayores los productos reactivos pueden formar grandes redes interconectadas. Estos cambios pueden permitir propiedades diferentes que serán desarrolladas para el mismo suelo, concediendo un mismo nivel de contenido de cemento para formar “suelo modificado con cemento” y en un nivel mayor para producir “suelo – cemento”.

4.4.4 Tipo de suelo

Wood (1960) observó que los suelos – cementos a base de materiales granulares exclusivamente generan un material duro y frágil. Con el aumento de finos se tornan en un material menos duro y más plástico. En la Tabla 4-3 se proporcionan órdenes de magnitud de la resistencia a la compresión simple para diferentes tipos de suelos:

Tipo de suelo	Resistencia a la compresión simple (kg/cm ²)	
	7 días	28 días
Gravas y arenas (A-1, A-2 y A-3)	21 – 42	28 – 70
Suelos limosos (A-4 y A-5)	17 – 35	21 – 63
Suelos arcillosos (A-6 y A-7)	14 – 28	18 – 42

Tabla 4-3 Aumento de la resistencia a la compresión simple con el tiempo para varios tipos de suelos

La Tabla 4-3 muestra que se alcanza una resistencia mayor a la compresión simple en mezclas con suelos bien graduados y de partículas duras comparadas con la de suelos mal graduados y de partículas menos duras. También es mayor en la de suelos granulares que en aquellas de suelos plásticos.

Kalankamari (1968) describió que en los suelos cohesivos el agrietamiento depende del porcentaje y características de los finos. Un mayor contenido de arcilla aumentará el agrietamiento. Los suelos con caolinita se agrietaran más rápidamente que los de montmorilonita, pero en menor proporción.

Kota et al. (1995) realizaron un estudio in situ sobre las resistencias y comportamiento de bases fuertemente estabilizadas en Houston, Texas. Analizaron siete secciones existentes de pavimentos estabilizados con cal y/o cemento. Las características de las secciones estudiadas se muestran en la Tabla 4-4:

Sección de pavimento	Descripción	Tipo de agregado	% estabilizador	Edad (años)
1	75 mm asfalto 350 mm base estabilizada con cemento 150 mm subrasante tratada con cal	Caliza	Cemento = 6	7
2	75 mm asfalto 225 mm base estabilizada con cal 175 mm subrasante tratada con cal	Base existente reciclada	Cal < 4	7
3	75 mm asfalto 350 mm base estabilizada con cemento 150 mm subrasante tratada con cal	Caliza	Cemento = 6	3
4	75 mm asfalto 350 mm base estabilizada con cemento 150 mm subrasante tratada con cal	Base existente reciclada	Cemento = 6	3
5	75 mm asfalto 350 mm base estabilizada con cemento 150 mm subrasante tratada con cal	Grava de río	Cemento = 6	7
6	75 mm asfalto 350 mm base estabilizada con cemento 150 mm subrasante tratada con cal	Caliza	Cemento = 6	4
7	75 mm asfalto 350 mm base estabilizada con cemento 150 mm subrasante tratada con cal	Concha de ostras	Cemento = 6	5

Tabla 4-4 Detalles de las secciones de pavimentos investigadas

Mediante la extracción de corazones, se revisó la vida por fatiga presentada en las secciones analizadas. La fatiga se predijo basada en la relación entre la proporción de esfuerzos (definido como la relación del esfuerzo máximo después del agrietamiento y la resistencia a la flexión del material) y la vida por fatiga. La resistencia a la compresión de los corazones ensayados en el laboratorio fue utilizada para calcular la proporción de esfuerzos.

Los pavimentos examinados en este estudio han estado en servicio de 3 a más de 7 años. Se observaron grietas por contracción de distintos anchos en todas las secciones de pavimentos, con excepción de la sección No. 7, la cual no mostró ningún deterioro visible.

Este estudio definió que las bases con contenidos menores de estabilizador o aquellas que están rígidamente menos estabilizadas pueden comportarse mejor que aquellas con altos contenidos de estabilizador. Este punto puede ser observado en la sección No. 2. Este pavimento incluye base reciclada estabilizada con 4% de cal. Esta capa provee una resistencia adecuada para durabilidad que se evidencia por el nivel de comportamiento y rigidez adecuada para los propósitos de distribución de cargas. Sin embargo, debido a que la cal no produce una capa rígida estabilizada, las grietas por contracción son mínimas.

4.4.5 Aditivos

Los aditivos utilizados en el mejoramiento de suelos estabilizados pueden tener diversas funciones, como reducir el contenido de agua durante el mezclado, reducir el calor de hidratación de la mezcla, endurecer y sellar la superficie, favorecer la liga entre capas de suelo y estabilizador, etc.

La efectividad de cada aditivo es función del tipo de suelo y de las condiciones ambientales (Mho et al., 1962; Laguros y Davidson, 1963; Paul y Fulton, 1974; Fernández, 1982). Generalmente, existe una cantidad óptima de aditivo que producirá el mejor resultado.

En la literatura se han reportado muchos casos en los que la calidad de los suelos estabilizados ha mejorado por el uso de aditivos y también reportan algunos casos en los que no se han obtenido mejorías apreciables; más aún, en ciertos casos reportados la calidad en lugar de aumentar disminuye sensiblemente (Hveem y Zube, 1963).

Los resultados más alentadores se han obtenido para reducir el agrietamiento, disminuir el ataque de sulfatos y facilitar la construcción.

Catón y Felt (1944) concluyeron que en muchos casos, los suelos arenosos que reaccionaron mal con el cemento mejoraron con la inclusión del 1% de cloruro de calcio, cloruro de sodio o agua de mar.

Roderich y Huston (1969) determinaron que la inclusión de sulfatos de sodio aparentemente acelera la reacción inicial del cemento produciendo rápidamente resistencias mayores. También, Lambe et al. (1960) encontraron que adicionando pequeñas cantidades de compuestos de sodio se beneficiaba notablemente la capacidad de resistir esfuerzos compresivos.

Los aditivos que han mostrado ser más beneficiosos para reducir el agrietamiento (Kalankamari, 1968) son, en orden de importancia: cenizas volantes; pozzolith (cemento puzolánico); clorhidro de calcio; sulfatos de magnesio, sodio y calcio; cementos expansivos; e hidróxidos de sodio (solamente en caolinitas).

4.5 Criterio de falla por fatiga en suelos estabilizados

Los suelos tratados con cemento son susceptibles a la falla por fatiga después de aplicaciones repetidas de esfuerzos mayores que algún valor límite. La falla por fatiga a tensión es de interés debido a su impacto en el agrietamiento de pavimentos. Nussbam y Larsen (1965) desarrollaron un método para la estimación de la fatiga. En este análisis, la vida por fatiga se expresa en términos de la proporción que involucra el radio de curvatura (R) bajo carga repetida:

$$\frac{R_c}{R} = aN^{-b} \qquad \text{Ecuación 4-6}$$

donde:

R_c = Radio de curvatura crítico (falla)

R = Radio de curvatura desarrollado para una carga dada y un número de repeticiones de carga

N = Número de repeticiones de carga

a, b = Coeficientes que dependen del tipo de suelo y del espesor del espécimen.

El Departamento de Transporte de Queensland en Australia utiliza la siguiente relación para predecir el tiempo de vida por fatiga:

$$N = \left(\frac{\left(\frac{112664}{E^{0.804}} + 190.7 \right)}{\mu\varepsilon} \right)^{12} \quad \text{Ecuación 4-7}$$

donde:

N = Número permisible de repeticiones de carga

$\mu\varepsilon$ = Deformación horizontal máxima a tensión producida por la carga (micro deformaciones)

E = Módulo del material estabilizado (MPa)

4.6 Factores que afectan el módulo de resiliencia en suelos estabilizados

Existen diversos factores que afectan el módulo de resiliencia de los suelos estabilizados. A continuación se muestra un resumen de estos factores:

- Número de repeticiones de carga
- Esfuerzo desviador
- Tipo y contenido del estabilizador
- Contenido de humedad
- Peso volumétrico seco
- Tiempo de curado
- Tipo de suelo

4.6.1 Número de repeticiones de carga (N)

Singh y Akoto (1981) condujeron un estudio sobre suelo laterítico estabilizado con cal. Encontraron que las características resilientes varían con el número de repeticiones de carga; el grado de variación depende de la intensidad del esfuerzo, contenido de humedad, edad y contenido de cal. La deformación resiliente se incrementa con **N** hasta que esta alcanza un cierto máximo, entonces, decrece con un incremento en el valor de **N**. La relación de Poisson se incrementa con el valor de **N**.

Chaudhry (1982) investigó el efecto de cargas repetidas sobre suelos estabilizados con cloruro de sodio. Encontró que la deformación resiliente se incrementa con **N** hasta que alcanza un valor máximo y entonces empieza a decrecer. Esto depende de la intensidad del esfuerzo, contenido de humedad, tiempo de curado y contenido de sal. Las muestras ensayadas a intensidades de esfuerzos mayores y más húmedas requieren grandes

valores de **N** para alcanzar la deformación resiliente máxima. Los especímenes no tratados alcanzaron este punto más rápidamente que los tratados con sal.

Algunos investigadores observaron que la resistencia a la compresión estática no confinada de suelos se incrementa después de estar sujeta a cargas repetidas. Shen (1965) atribuyó el incremento en la resistencia del suelo – cemento a la hidratación y densificación del cemento, lo cual toma lugar durante la repetición de cargas. Sin embargo, Singh y Akoto (1981), así como Chaudhry (1982), quienes han trabajado con suelos lateríticos estabilizados con cal y suelos estabilizados con sal, respectivamente, atribuyen el incremento en la resistencia solamente a la densificación.

El–Metwally y El–Sekelly (1987), en un estudio realizado en Egipto sobre suelos estabilizados con cloruro de sodio, encontraron que en la mayoría de los casos, la deformación vertical resiliente se incrementa con **N** hasta que alcanza un valor máximo y entonces empieza a decrecer con otro incremento en el valor de **N**. Los especímenes ensayados bajo altos niveles de esfuerzos requieren mayores valores de **N** para alcanzar ese valor máximo. Sin embargo, para los especímenes con contenido de humedad de 2% debajo de la óptima, se requiere menores valores de **N** para alcanzar el valor máximo de deformación vertical resiliente.

4.6.2 Esfuerzo desviador

Chaudhry (1982) observó que el módulo de resiliencia de mezclas de suelo estabilizadas con cloruro de sodio decrece con un incremento en el esfuerzo desviador. La relación de Poisson no está influenciada por el nivel de esfuerzos.

El–Metwally y El–Sekelly (1987) encontraron que el módulo de resiliencia decrece, de manera general, con un incremento en el nivel de esfuerzos. La relación de Poisson aumenta con un incremento en el esfuerzo axial. La deformación vertical resiliente y la relación de Poisson decrecen marcadamente con la aplicación de presión de confinamiento.

Achampong et al. (1997) realizaron un estudio con el fin de obtener materiales arcillosos sintéticos de baja y alta plasticidad (CL y CH) mediante la utilización de minerales de arcilla caolinítica (hidrita R) y montmorilonítica (bentonita de sodio) combinados con cemento y cal como estabilizadores.

La Figura 4-4 muestra los valores de módulos de resiliencia para suelos arcillosos de baja plasticidad (CL) estabilizados con 2, 4 y 6% de contenido de cal en función del esfuerzo desviador y contenido de humedad óptima (CHO):

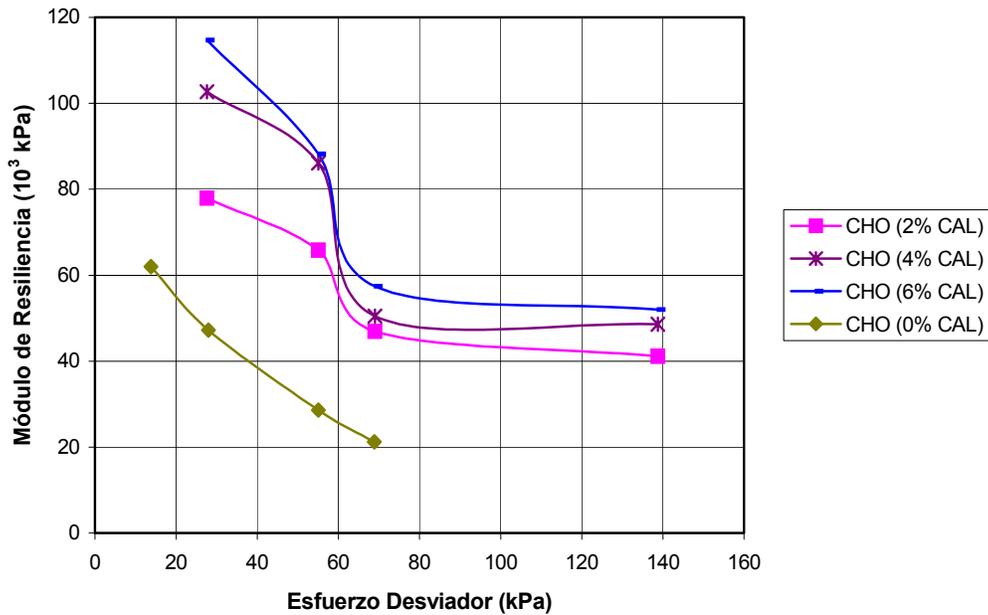


Figura 4-4 Módulos de resiliencia para suelos arcillosos de baja plasticidad (CL) estabilizados con 2, 4 y 6% de cal y contenido de humedad óptima

La Figura 4-5 muestra los valores de módulos de resiliencia para suelos arcillosos de baja plasticidad (CL) estabilizados con 4 y 8% de contenido de cemento, para 7 y 28 días de tiempo de curado en función del esfuerzo desviador y contenido de humedad óptima:

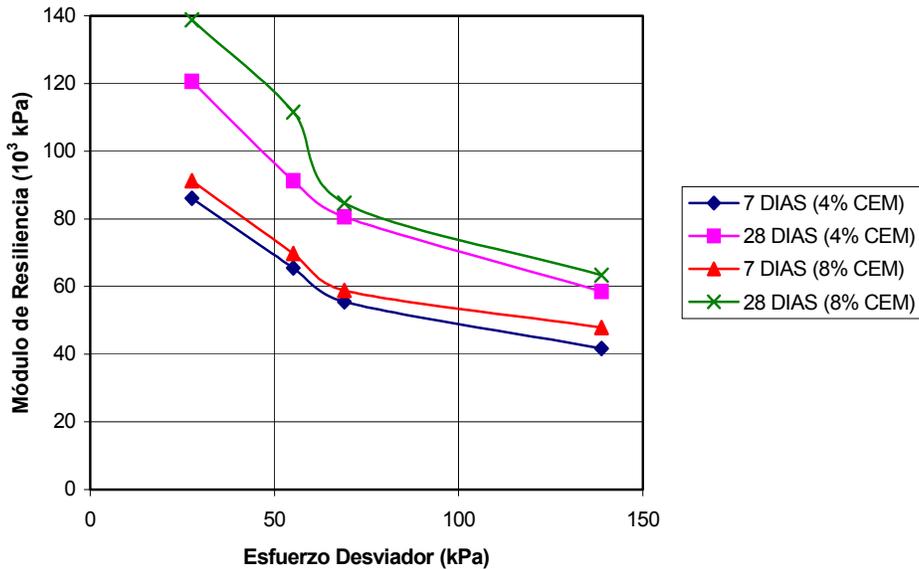


Figura 4-5 Módulos de resiliencia para suelos arcillosos de baja plasticidad (CL) estabilizados con 4 y 8% de cemento, para 7 y 28 días de tiempo de curado y contenido de humedad óptima

Los resultados obtenidos en este estudio y observados en las Figuras 4-4 y 4-5, muestran que el módulo de resiliencia está inversamente relacionado al esfuerzo desviador. El esfuerzo desviador se incrementa mientras que M_R decrece.

4.6.3 Tipo y contenido del estabilizador

Robnett y Thompson (1976) ensayaron en Illinois, suelos tratados con cal compactados en laboratorio, y mostraron que la respuesta resiliente de suelos tratados con cal sin curar era substancialmente diferente a la respuesta de suelos no tratados. También encontraron que los efectos perjudiciales de los ciclos de congelamiento – deshielo sobre el comportamiento resiliente parecían ser minimizados o eliminados cuando los suelos eran tratados con 5% de cal hidratada con calcio. El módulo de resiliencia de suelos no tratados osciló entre 3000 y 6000 lb/plg² después de ciclos de congelamiento – deshielo, mientras aquellos de suelos tratados con cal oscilaron entre 14000 y 20000 lb/plg² después de 10 ciclos, mostrando el remarcable efecto resistente del tratamiento con cal.

El-Metwally y El-Sekelly (1987) encontraron un marcado incremento en el módulo de resiliencia de los suelos estudiados al ser tratados con cloruro de sodio, especialmente cuando los especímenes ensayados son secados. Las probetas ensayadas con sal resistieron periodos más largos bajo carga repetida.

Farrar y Ksaibati (1996) observaron un incremento en el módulo de resiliencia de materiales granulares para bases estabilizadas con emulsiones asfálticas. Para la realización de las pruebas, cada muestra contenía el peso volumétrico seco máximo y el contenido de humedad óptima. Emplearon dos tipos de suelos (grava aluvial y caliza), tres contenidos de emulsión (0, 1 y 2%) y tres periodos de curado (1 día, 1 y 3 semanas). Los resultados obtenidos se muestran en las tablas 4.5 y 4.6. La Tabla 4-5 muestra los resultados obtenidos de módulos de resiliencia para una grava aluvial utilizando un esfuerzo total de 103.42 kPa:

% de emulsión	1 día	1 semana		3 semanas	
	M_R	M_R	% incremento	M_R	% incremento
0	230	581	153	558	143
1	293	478	63	856	192
2	302	583	93	-	-

Tabla 4-5 Valores de módulos de resiliencia obtenidos para la grava aluvial basados en un esfuerzo total de 103.42 kPa

La Tabla 4-6 muestra los resultados obtenidos de módulos de resiliencia para una caliza basados en un esfuerzo total de 103.42 kPa:

% de emulsión	1 día	1 semana		3 semanas	
	M_R	M_R	% incremento	M_R	% incremento
0	220	315	43	347	58
1	232	381	64	326	41
2	222	283	27	680	206
3	283	621	119	734	159

Tabla 4-6 Valores de módulos de resiliencia obtenidos para la caliza basados en un esfuerzo total de 103.42 kPa

De manera general, en las tablas 4.5 y 4.6, se observa que el envejecimiento de las muestras incrementa substancialmente los valores de módulo de resiliencia de los materiales.

Achampong et al. (1997) encontraron en su estudio que el módulo de resiliencia se incrementa al aumentar el contenido de cal y cemento independientemente del tipo de suelo analizado. Es claro que aún con cantidades pequeñas de cal (ejemplo: 2%), mejora significativamente el M_R de suelos marginales de subrasante.

La Tabla 4-7 muestra los valores de módulos de resiliencia para suelos no estabilizados en función del esfuerzo desviador y contenido de humedad óptima (CHO).

ESFUERZO DESVIADOR (kPa)	M_R CL (10^3 kPa)			M_R CH (10^3 kPa)		
	CHO-2%	CHO	CHO+2%	CHO-2%	CHO	CHO+2%
13.8	65.6	62.0	48.3	61.0	60.0	39.0
28.0	50.0	47.2	39.0	48.0	42.0	27.6
55.1	31.1	28.6	26.5	28.9	26.4	16.5
68.9	27.2	21.2	13.8	26.5	20.0	10.3

Tabla 4-7 Módulos de resiliencia para suelos no estabilizados CL y CH

La Tabla 4-8 muestra los valores de módulos de resiliencia para suelos estabilizados con 2, 4 y 6% de contenido de cal en función del esfuerzo desviador y contenido de humedad óptima (CHO):

Esfuerzo desviador (kPa)	M_R CL (10^3 kPa)			M_R CH (10^3 kPa)		
	CHO-2%	CHO	CHO+2%	CHO-2%	CHO	CHO+2%
	CL + 2% cal			CH + 2% cal		
27.6	86.1	77.9	75.8	79.2	75.1	74.4
55.1	74.4	65.8	63.4	61.2	55.7	54.4
69.0	51.8	46.9	45.5	41.0	43.3	46.3
138.8	45.1	41.1	40.2	34.6	34.5	33.8
	CL + 4% cal			CH + 4% cal		
27.6	93.0	102.7	98.5	85.1	95.5	94.4
55.1	82.0	86.1	84.1	80.3	83.4	81.7
69.0	50.0	50.5	49.3	48.3	49.8	48.9
138.8	47.9	48.6	47.4	46.9	47.5	47.0
	CL + 6% cal			CH + 6% cal		
27.6	113.7	114.7	111.3	106.8	110.9	108.9
55.1	87.4	88.2	87.4	86.1	87.5	87.3
69.0	55.1	57.4	56.5	55.1	56.8	56.6
138.8	50.0	52.0	51.4	49.6	51.3	50.3

Tabla 4-8 Módulos de resiliencia para suelos CL y CH estabilizados con 2, 4 y 6% de cal

La Tabla 4-9 muestra los valores de módulos de resiliencia para suelos estabilizados con 4 y 8% de contenido de cemento en función del esfuerzo desviador y contenido de humedad óptima (CHO).

Esfuerzo desviador (kPa)	M_R (10^3 kPa)		M_R (10^3 kPa)	
	7 días de curado	28 días de curado	7 días de curado	28 días de curado
	CL + 4% cemento		CH + 4% cemento	
27.6	86.1	120.6	72.3	79.9
55.1	65.5	91.3	63.4	72.3
69.0	55.5	80.6	44.8	49.6
138.8	41.7	58.6	34.5	40.3
	CL + 8% cemento		CH + 8% cemento	
27.6	91.3	138.8	89.6	131.9
55.1	69.8	111.6	72.3	125.4
69.0	58.8	84.7	61.7	93.0
138.8	47.9	63.4	49.6	66.1

Tabla 4-9 Módulos de resiliencia para suelos CL y CH estabilizados con 4 y 8% de cemento

Los datos en la Tabla 4-9 indican que el valor más alto de M_R fue obtenido con la adición de cemento al suelo CL. Es interesante notar que el 4% de contenido de cemento incrementa el valor de M_R de CL y CH por factores de 2.6 y 1.92 respectivamente. El más bajo incremento para los suelos CH indica que el cemento es menos efectivo en suelos de alta plasticidad.

De manera general se observa que los valores de M_R de los suelos CL y CH estabilizados, se incrementan al momento de utilizar un estabilizador y asimismo se observa el incremento a medida que se aumenta el contenido del estabilizador en los mismos.

Cokca (2001) realizó un trabajo experimental que tenía como fin observar el efecto de la adición de cenizas volantes "Tipo C" de alto y bajo contenido de calcio (Soma y Tuncbilek, respectivamente) sobre las propiedades del suelo, así como el potencial de abundamiento de un suelo expansivo. Estos efectos fueron investigados para condiciones de no curado y curado a 7 y 28 días.

El abundamiento en suelos expansivos puede generar considerables deterioros en una estructura del pavimento, así que es importante encontrar un mecanismo para poder controlarlo.

Como resultado se obtuvo que al incrementar el tiempo de curado en las cenizas, existe una disminución en el potencial de abundamiento para ambos tipos de cenizas estudiadas, tal como se muestra en la Figura 4-6.

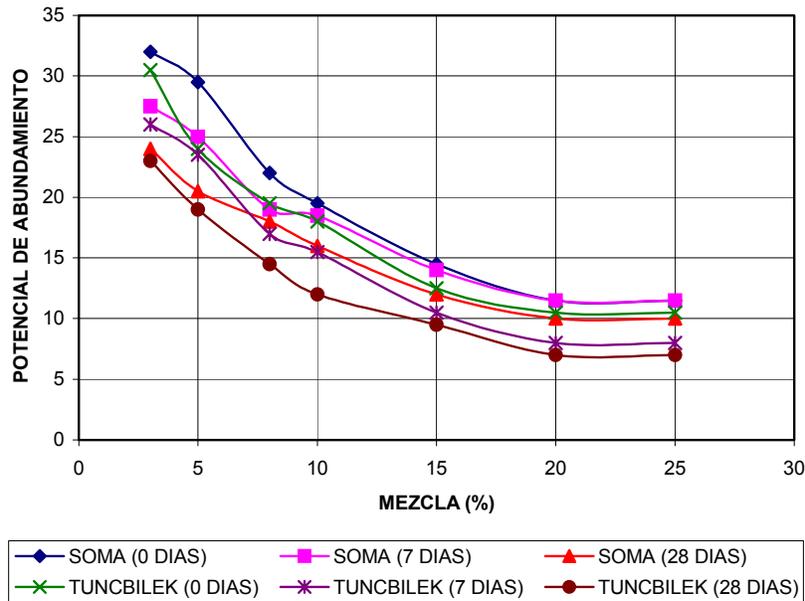


Figura 4-6 Efectos de las mezclas de cenizas volátiles y tiempo de curado sobre el potencial de abundamiento

En el Instituto Mexicano del Transporte (2001) se llevó a cabo un estudio sobre estabilización de arcillas con sal.

Primeramente se consideran los ensayos No. 7, 21, 26, 9, 66 y 108, todos compactados por impactos y con las condiciones que se enlistan en la Tabla 4-10. En esta tabla se indican los valores de módulos de resiliencia obtenidos en probetas que tienen 0, 5 y 10 % de sal en salmuera, además con 24 y 32% de agua aproximadamente, ubicados en la rama seca y húmeda de la curva de compactación y con 0 días de reposo.

Ensaye No.	PESO g	Y _d Kg/cm ³	W% (%)	Resistencia a la compresión KPa	Módulo de resiliencia					sal (%)
					13 KPa	27 KPa	39 KPa	55 KPa	69 KPa	
7	962.49	1.352	24.84	291	283,000	196,000	160,000	145,000	141,000	0
21	982.55	1.387	24.26	189	342,000	166,000	130,000	116,000	109,000	5
28	1016.02	1.436	24.09	186	122,000	105,000	97,800	93,500	91,600	10
9	1009.95	1.334	32.77		147,000	115,000	102,000	95,900	93,300	0
66	1028.54	1.366	32.10		221,000	60,500	48,900	41,300	39,000	5
108	1046.28	1.383	32.63	145	176,000	83,700	38,600	29,700	25,200	10

Tabla 4-10 Resumen de las pruebas ensayadas para la determinación del módulo de resiliencia

La Figura 4-7 indica en forma muy precisa, como va disminuyendo el valor del módulo de resiliencia conforme se va incrementando el contenido de sal; así tenemos que el valor del módulo decrece de 141,000 KPa a 91,600 KPa en los ensayos que tenían 24% de agua, con 0 y 10% de contenido de sal en salmuera respectivamente, lo que representa en porcentaje una disminución en el módulo de resiliencia del 35%. En el caso de los ensayos que tenían 32% de agua, se observa la misma tendencia.

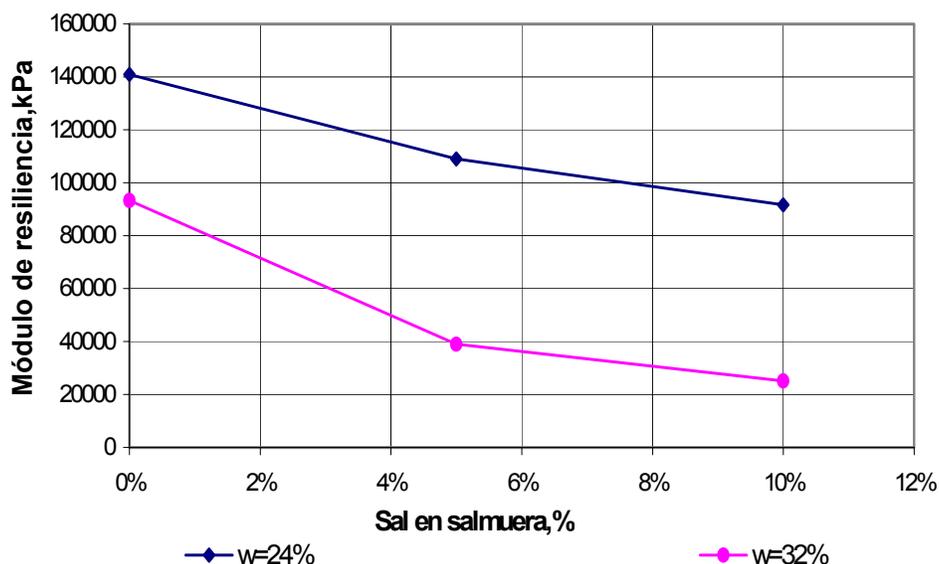


Figura 4-7 Influencia del porcentaje de sal en el módulo de resiliencia

4.6.4 Contenido de agua

Ahmed y Larew (1962) reportaron que el módulo de resiliencia decrece más rápidamente con un incremento en el contenido de humedad para especímenes preparados a peso volumétrico seco constante utilizando dos niveles de esfuerzo de compactación (ASSHTO estándar y modificada). Kirwan et al. (1982) encontraron que para un peso volumétrico seco constante, el valor de módulo de resiliencia decrece con un aumento en el grado de saturación y el módulo de resiliencia máximo no ocurre para el contenido de humedad óptima.

Singh y Akoto (1981) encontraron que la deformación axial resiliente y la relación de Poisson aumentan con un incremento en el contenido de humedad. Chaudhry (1982) observó una reducción en la deformación axial resiliente con un decremento del 1% en el contenido de humedad (de CHO a CHO-1%). Sin embargo, encontró un incremento en la deformación axial con un nuevo incremento de 1% en el contenido de humedad (de CHO a CHO-2%). Notó, además que no existe un cambio significativo en la relación de Poisson con un cambio en el contenido de humedad.

El-Metwally y El-Sekelly (1987) observaron que el módulo de resiliencia se incrementa y la relación de Poisson disminuye cuando los especímenes son compactados con un contenido de humedad de 2% por debajo del óptimo.

Achampong et al (1997) observaron que los valores de M_R para los suelos estabilizados con cal son relativamente menos sensibles a las variaciones de humedad alrededor del óptimo para altos contenidos de cal que para bajos contenidos.

El efecto del contenido de humedad sobre M_R está indicado en las tablas 4-8 y 4-9. En la Tabla 4-7, las muestras compactadas con un contenido de humedad de 2% debajo del

óptimo exhibió el mas alto valor de M_R seguido de las muestras con contenido de humedad optima (CHO). Las muestras compactadas con un 2% arriba del óptimo arrojaron el menor valor para M_R . Estos resultados indican que cuando el incremento en el contenido de humedad supera al óptimo, el módulo de resiliencia tiende a decrecer.

En la Tabla 4-8, el M_R muestra un decremento no significativo para contenidos de humedad 2% arriba del optimo. Cuando el contenido de cal se incrementó mas allá del 2%, se obtuvo el máximo valor para el óptimo.

4.6.5 Peso volumétrico seco

Hicks y Monismith (1971) notaron que para un nivel de esfuerzos dado, el módulo de resiliencia se incrementa con un aumento en el peso volumétrico seco, sin embargo, la relación de Poisson decrece ligeramente ante un incremento en el peso volumétrico seco.

Majidzadeh y Guirguis (1973) encontraron que la respuesta resiliente óptima para un esfuerzo de compactación dado corresponde cercanamente al peso volumétrico seco máximo y contenido de humedad óptima. Sin embargo, Kirwan et al. (1982) observaron que los valores mayores de módulos de resiliencia ocurren para pesos volumétricos secos altos, mientras que los valores menores se encontraron para pesos volumétricos secos bajos y contenidos de humedad altos.

4.6.6 Tiempo de curado

El-Metwally y El-Sekelly (1987) observaron que el módulo de resiliencia se incrementa de manera general al existir un aumento en el periodo de curado. Esto es más pronunciado para especímenes tratados con sal, los cuales son secados después de la compactación. La relación de Poisson decrece significativamente con el secado.

Tuncer y Basma (1991) realizaron un estudio sobre estabilización de suelos cohesivos con cal. El programa experimental involucró tres niveles de tratamiento (3, 6 y 9%) con cal hidratada y un rango en los tiempos de curado (0, 7, 14, 21 y 28 días). De manera general, la Figura 4-8 muestra un incremento del módulo de resiliencia en función del tiempo de curado.

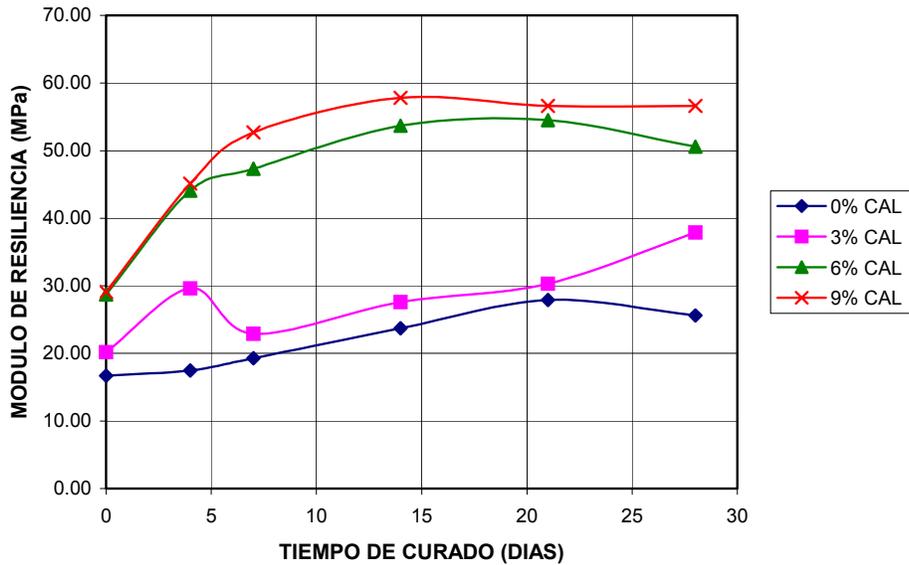


Figura 4-8 Efectos del contenido de cal y tiempo de curado en el módulo de resiliencia

Achampong et al. (1997) mostraron que al extender el tiempo de curado se genera un incremento significativo en los valores de M_R para los suelos estabilizados con cemento.

Los beneficios del curado para los suelos estabilizados con cemento se manifiestan claramente en la Tabla 4-9. Los valores de M_R para el período de curado de 28 días para ambos tipos de suelos estabilizados con cemento fueron mayores que para 7 días con factores de 1.4 y 1.1, respectivamente.

La Figura 4-9 muestra el comportamiento del módulo de resiliencia para los esfuerzos desviadores empleados en el estudio para distintos contenidos de cemento utilizados en los suelos arcillosos de alta plasticidad (CH).

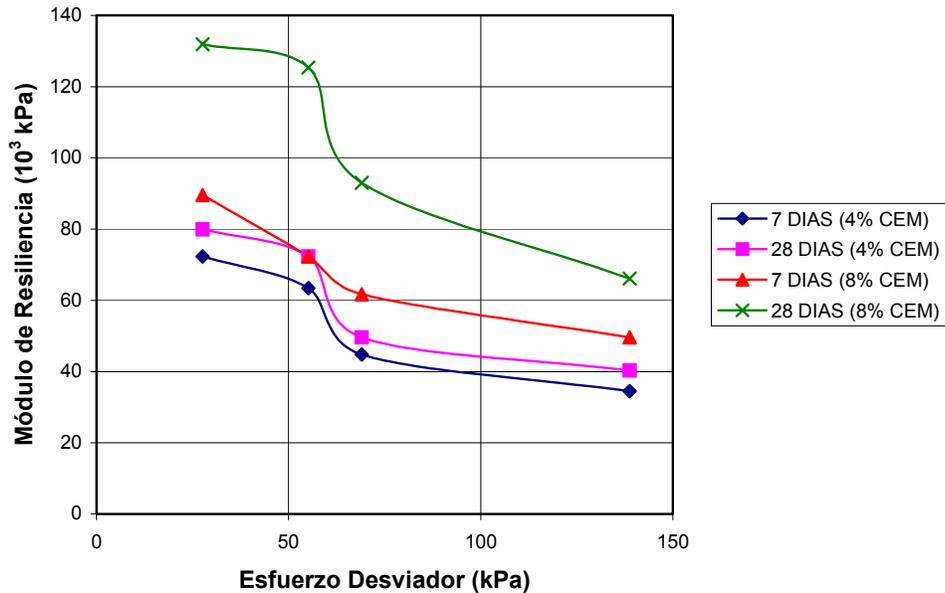


Figura 4-9 Módulo de resiliencia para suelos arcillosos de alta plasticidad CH

Mohammad et al. (2000) realizaron un estudio con el fin de comparar el comportamiento de suelos de base tratados con cemento mediante pruebas de laboratorio. Utilizando para dicho estudio cuatro diferentes tipos de suelos a dos niveles de compactación (95 y 100% del peso específico máximo seco, γ_{dmax}) y dos tiempos de curado (28 y 56 días). Los tipos de suelos fueron: un suelo mezclado en el lugar con 10% de contenido de cemento (I – 10); un suelo mezclado en planta con 10% de contenido de cemento (P – 10); un suelo mezclado en planta con 4% de contenido de cemento (P – 4) y un suelo mezclado en planta con 4% de contenido de cemento reforzado con fibra (P – 4F). Los resultados obtenidos se observan en la Tabla 4-11:

Efecto de la variación			Módulo de resiliencia (MPa)			
			P – 10	P – 4	P – 4F	I – 10
Compactación	28 días de curado	95% γ_{dmax}	1600	1100	1250	1750
		100% γ_{dmax}	1900	1200	1450	2200
	56 días de curado	95% γ_{dmax}	2150	1050	1000	1600
		100% γ_{dmax}	3300	1150	1200	1750
Tiempo de curado	28 días de curado	95% γ_{dmax}	1600	1100	1300	1850
		100% γ_{dmax}	2200	1050	1050	1650
	56 días de curado	95% γ_{dmax}	1900	1200	1450	2250
		100% γ_{dmax}	3300	1150	1250	1800

Tabla 4-11 Resultados de prueba de tensión directa para la determinación del módulo de resiliencia para variaciones en la compactación y el tiempo de curado

La Tabla 4-11 muestra que las mezclas con 10% de cemento fueron generalmente más rígidas que aquellas con 4%. Las mezclas compactadas al 100% de γ_{dmax} exhibieron una

mayor rigidez que aquellas compactadas al 95%. Con la excepción de muestras mezcladas en planta (P – 10), el incremento en el tiempo de curado de 28 a 56 días, no incremento los valores de M_R . Aunque parece que la inclusión de fibra incrementa ligeramente la rigidez, el análisis estadístico revela que no existe una diferencia significativa debido a este factor. Los suelos estabilizados con 10% de cemento y mezclados en planta exhibieron mayor rigidez para una compactación del 100% y 56 días de tiempo de curado.

4.6.7 Tipo de suelo

Rogers y Lee (1994) analizaron el efecto del tipo de suelo en un estudio sobre estabilización de arcillas con cal en Gran Bretaña. Utilizando dos tipos de arcillas (arcilla limosa ilítica y arcilla caolinítica refinada), encontraron que el módulo de elasticidad era mas alto para las arcillas ilíticas que para las arcillas caoliníticas y ciertamente mucho más alto que el que podría atribuirse a cualquier variación en las propiedades de las arcillas remoldeadas. Esto sugiere que la reacción puzolánica fue mas avanzada en las arcillas ilíticas, o que los grumos y sus enlaces fueron más fuertes.

Achampong et al. (1997) mostraron también el efecto de la naturaleza, tipo y proporción de los minerales de arcilla en un suelo sobre los valores de módulo de resiliencia. Esto puede ser observado en las tablas 4-8, 4-9 y 4-10.

Debido a que los suelos CL contienen grandes cantidades de minerales de arcilla caolinítica estable, estos contribuyen a generar valores más altos de M_R en comparación con los suelos CH, los cuales tienen predominantemente minerales de arcilla montmorilonítica de alta plasticidad.

4.7 Correlaciones

Se han obtenido dos correlaciones de los análisis estadísticos. La primera correlación es entre el módulo de resiliencia (M_R) y el CBR (California Bearing Ratio):

$$M_R = 112 + 3.04 * CBR \quad \text{Ecuación 4-8}$$

con M_R en MN/m^2 .

Esta ecuación presenta un coeficiente de correlación bajo ($r = 0.63$) y un error estándar de estimación alto ($S_e = \pm(95 + 0.98CBR)$). Por lo tanto, la utilización de tal relación debe ser reconsiderada.

La segunda correlación es entre M_R y la resistencia a la compresión no confinada (UCS, por sus siglas en inglés):

$$M_R = 102 + 233 * UCS \quad \text{Ecuación 4-9}$$

con ambos valores en MN/m^2 .

Esta ecuación presenta un coeficiente de correlación alto ($r = 0.86$) y un error estándar de estimación bajo [$S_e = \pm(54 + 34UCS)$]. Por lo tanto, es obvio que hay una buena correlación entre ambos parámetros.

La Figura 4-10 muestra la carta de correlación utilizada para materiales de base tratados con cemento. El nomograma muestra la correlación entre el módulo de resiliencia y la resistencia a la compresión no confinada. (Huang, 1993)

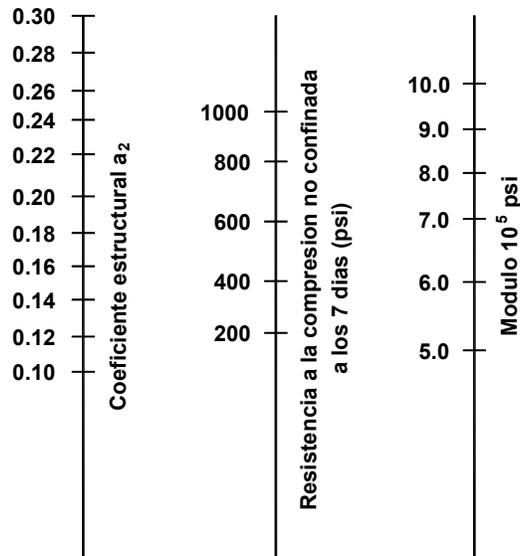


Figura 4-10 Carta de correlación para la estimación del módulo de resiliencia de materiales de base tratados con cemento

5 Deformaciones permanentes y fatiga en concreto asfáltico

5.1 Introducción

Los materiales bituminosos son utilizados ampliamente en pavimentos para capas de base asfálticas, capas ligantes asfálticas y capas superficiales de asfalto. Pueden ser utilizadas diferentes mezclas asfálticas, tales como:

- Concreto asfáltico (AC): es un asfalto en el cual las partículas de los agregados están esencialmente graduadas de manera continua para formar una estructura enlazada.
- Asfalto poroso (PA): es un asfalto formulado para tener un contenido muy alto de vacíos interconectados (>20%) a fin de facilitar el paso del agua.
- Asfalto rolado en caliente (HR): es un asfalto compuesto de agregados granulares dispersos en un mortero compuesto de arena, filler y bitumen.
- Masilla asfáltica (MA): es un asfalto en el cual el volumen de la combinación de filler y ligante excede substancialmente el volumen de los vacíos en el esqueleto de los agregados restantes para producir un asfalto que pueda ser vertido en caliente y no requiera compactación.
- Asfalto fundido (GA): es una masilla asfáltica que contiene un grado relativamente fuerte de bitumen y una cantidad substancial de agregados granulares y con características que posibilitan ser colocado a mano o de manera mecánica.
- Asfalto SMA (Stone Matrix Asphalt): es un asfalto graduado con vacíos compuesto de un esqueleto de agregado granular triturado con un mortero.
- Asfalto suave (SA): es un asfalto manufacturado con un bitumen que tiene una viscosidad inicial menor de $16,000 \text{ mm}^2/\text{s}$.

Todas estas mezclas presentan distintas propiedades reológicas, dependiendo de las propiedades del ligante en sí, la proporción de los diferentes componentes, la distribución de tamaño de partículas, la angularidad de los agregados y la densidad. Las propiedades de estas mezclas asfálticas también variarían con el tiempo debido al envejecimiento del ligante.

Desde el punto de vista mecanicista, existen dos principales criterios de falla para los materiales bituminosos: deformaciones permanentes y agrietamiento por fatiga.

5.1.1 Deformaciones permanentes

El asfalto es un material que puede ser considerado elástico – lineal a temperaturas bajas y frecuencias de carga altas, pero muestra propiedades viscosas y plásticas a

temperaturas mayores. Debido a este comportamiento, las cargas repetidas del tránsito generan deformaciones permanentes en las capas asfálticas, especialmente durante el periodo de verano.

El comportamiento de las mezclas asfálticas con respecto a las deformaciones permanentes depende fuertemente del tipo de ligante utilizado, así como de la composición de la mezcla, forma y tamaño de las partículas, calidad de los agregados y aditivos, cuando éstos son empleados.

La temperatura del asfalto es un factor que afecta fuertemente a la deformación permanente. No sólo las temperaturas máximas, sino también los gradientes de temperatura pueden tener una influencia sobre la deformación permanente. La temperatura máxima, así como el gradiente de temperatura pueden ser cambiados por la conductividad térmica de la mezcla, así como la brillantez o reflectividad, por medio de la selección del agregado.

El ancho de carriles y la velocidad del tránsito también pueden afectar la deformación permanente. La distribución lateral de la zona de rodadas está influenciada por la velocidad del tránsito, ancho de carril y profundidad de las roderas. Las velocidades bajas del tránsito, las cuales corresponden a frecuencias de carga más bajas, también contribuyen directamente al desarrollo de deformaciones permanentes en las capas bituminosas.

Después de la fase de consolidación al comienzo de la vida de servicio del pavimento, el índice de deformaciones permanentes normalmente decrece con un incremento en las repeticiones de carga, hasta que se vuelve razonablemente constante. Finalmente, el índice de deformación permanente puede comenzar a incrementarse con un aumento en las repeticiones de cargas. Esta última fase ocurre sobre el camino sólo en situaciones extremas, e indican deterioro total.

La deformación permanente se caracteriza por una sección de superficie cruzada que ya no se encuentra en su posición de diseño. Se le llama permanente porque representa una acumulación de pequeñas cantidades de deformación irrecuperable que ocurre cada vez que se le aplica la carga. Existen dos principales tipos de roderas: roderas por fallas en la subrasante y roderas por fallas en la capa de asfalto.

5.1.1.1 Roderas por fallas en la subrasante

Este tipo de roderas son causadas por un excesivo esfuerzo repetido en las capas interiores (base o subbase) bajo la capa de asfalto (Figura 0-1). Si bien los materiales duros pueden reducir parcialmente este tipo de roderas, es considerado un problema estructural más que de los materiales en sí. Esencialmente, no hay suficiente fuerza en el pavimento o dureza para reducir la fuerza aplicada en un nivel tolerable. Puede más bien ser causado por el inesperado debilitamiento de una de las capas generadas por la intrusión de humedad. La deformación ocurre en las capas inferiores más que en las capas de asfalto.

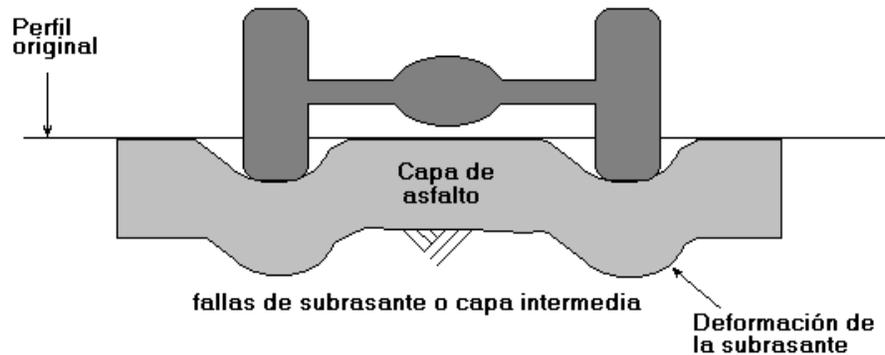


Figura 0-1 Roderas por fallas en la subrasante

5.1.1.2 Roderas por fallas en la capa de asfalto

El tipo de roderas que más preocupa a los diseñadores de mezclas asfálticas es la deformación de las capas de asfalto. Esta deformación es el resultado de una mezcla de asfalto sin la suficiente capacidad de fuerza para resistir cargas pesadas (Figura 0-2). Una mezcla débil va acumulando pequeñas, pero permanentes deformaciones con cada camión que pasa, y eventualmente forma una ruta caracterizada con una inclinación y deslizamiento lateral de la mezcla. Las roderas pueden ocurrir en el curso de la superficie de asfalto, o las roderas que se ven en la superficie pueden ser causadas por el debilitamiento de alguna de las capas bajas de asfalto.

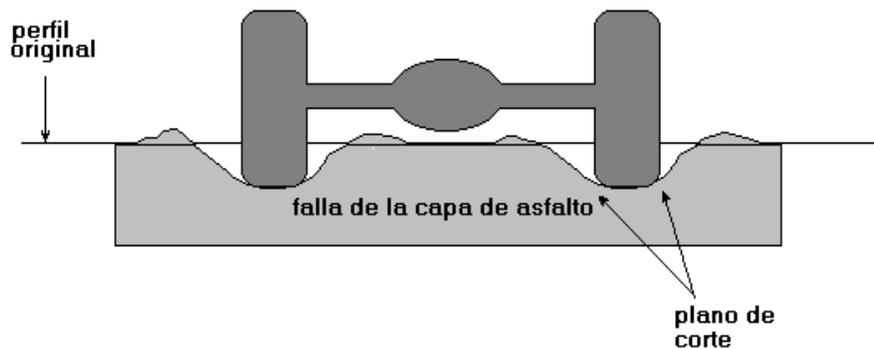


Figura 0-2 Roderas por fallas en la mezcla

Las roderas de una mezcla débil ocurren típicamente durante el verano, bajo temperaturas altas del pavimento. Mientras esto podría sugerir que las roderas del cemento asfáltico son un problema causado por el sol, es más correcto pensar que son una combinación entre la resistencia de los agregados minerales y el cemento asfáltico.

Las roderas son la acumulación de pequeñas deformaciones permanentes y una manera de incrementar la fuerza contra el deslizamiento de las mezclas es no sólo utilizar cemento asfáltico más duro, sino otro que se comporte más como un sólido elástico a altas temperaturas del pavimento. Así, cuando se aplique la carga, el cemento asfáltico actuará como una banda de goma y volverá a su posición original en lugar de deformarse.

Otra manera de generar cortes de fuerza en las mezclas asfálticas es, seleccionando un agregado que tenga un alto grado de fricción interna, uno que sea cúbico, que tenga una superficie rugosa y pueda desarrollar un grado de contacto partícula a partícula. Cuando se aplica una carga a una mezcla, las partículas de los agregados se cierran unidas de tal manera que funcionan más como una sola, larga y elástica piedra. Como en el cemento asfáltico, los agregados actuarán como una banda de goma que volverá a su forma original cuando desaparezca la carga. De esta forma, no se acumula una deformación permanente.

5.1.2 Agrietamiento por fatiga

Aunque generalmente una carga simple no genera grietas en el pavimento, las repeticiones de carga pueden inducir agrietamientos en las capas confinadas. Los esfuerzos cortantes y de tensión, así como las deformaciones en las capas confinadas, causan la formación de microgrietas. Estas microgrietas acumuladas con la repetición de cargas pueden generar macrogrietas visibles. Este proceso es llamado fatiga.

Un signo temprano de agrietamiento por fatiga son los rompimientos intermitentes longitudinales en las huellas de las llantas del tránsito. El rompimiento por fatiga es progresivo, ya que en algún punto los rompimientos iniciales se unen, causando más rompimientos. Al avanzado rompimiento por fatiga se le conoce como rompimiento de lagarto o piel de cocodrilo. En casos extremos, se presentan deformaciones cuando parte de la carpeta es desalojada por el tránsito.

El rompimiento por fatiga es causado por numerosos factores que ocurren en forma simultánea. Entre ellos, las cargas pesadas repetidas; deflexiones delgadas bajo ruedas pesadas de carga; deflexiones altas aunadas a la tensión horizontal en la superficie de la capa de asfalto y mal drenaje, generado por una construcción pobre y un mal diseño del pavimento.

Frecuentemente, el rompimiento por fatiga es meramente un signo de que el pavimento ha sobrepasado el número de aplicaciones de carga para el cual fue diseñado y en este caso el pavimento sólo necesitará una rehabilitación planificada. Asumiendo que el rompimiento por fatiga se dé después del tiempo de diseño, debe considerarse una progresión natural de la estrategia de diseño del pavimento. Si el rompimiento ocurre mucho antes de lo esperado, puede ser un signo de que las cargas del tránsito fueron sobrestimadas. Consecuentemente, los mejores consejos para prevenir el rompimiento por fatiga son: un diseño adecuado de la cantidad de cargas pesadas, mantener la subrasante seca, utilizar pavimentos más gruesos, utilizar materiales de pavimentación no susceptibles a la humedad, y utilizar mezclas asfálticas elásticas que soporten las deflexiones normales.

La selección de materiales elásticos depende estrictamente del diseño y la selección de los materiales. Las mezclas asfálticas deben tener la suficiente fuerza para soportar la

tensión aplicada a la base de la capa de asfalto y ser lo suficientemente elásticas para soportar la aplicación de carga repetida sin romperse. Además, la mezcla asfáltica debe diseñarse para que se comporte como un material elástico cuando se carga a tensión y se sobreponga al rompimiento por fatiga. Esto está acompañado de un límite en las propiedades de dureza del cemento asfáltico, mientras el comportamiento a tensión de las mezclas asfálticas está fuertemente influenciado por el cemento asfáltico. En efecto, los asfaltos blandos tienen mejores propiedades con respecto al rompimiento por fatiga que los asfaltos duros.

La Figura 5-3 muestra algunos patrones de agrietamiento por fatiga que se desarrollan en la carpeta asfáltica.



Figura 5-3 Agrietamiento por fatiga

El agrietamiento también puede ocurrir como resultado de una combinación de los siguientes mecanismos:

- Agrietamiento inducido por el tránsito
- Agrietamiento por temperatura
- Agrietamiento por reflexión

5.1.2.1 Agrietamiento inducido por el tránsito

Las cargas del tránsito inducen esfuerzos y deformaciones en las capas del pavimento. Dependiendo de la estructura del pavimento y las propiedades de las capas, los esfuerzos de tensión y cortantes y las deformaciones son inducidas en lugares específicos de las capas confinadas. La aplicación repetida de esos esfuerzos y deformaciones, con el paso repetido del tránsito, inducirá agrietamientos por fatiga en esos puntos.

5.1.2.2 Agrietamiento por temperatura

Cuando se presentan temperaturas muy bajas en la superficie del pavimento, se provocan esfuerzos de tensión y deformaciones en el pavimento, debido a la contracción térmica. A temperaturas muy bajas, y especialmente debajo el punto de transición de cristalización del asfalto, la relajación de los esfuerzos de tensión inducidos termalmente ocurren muy despacio. Consecuentemente los esfuerzos de tensión se incrementan cuando el camino se enfría, lo cual puede exceder la resistencia del asfalto.

En el asfalto, las grietas podrían aparecer y propagarse con los ciclos termales. Estos esfuerzos de tensión inducidos termalmente pueden también combinarse con esfuerzos de tensión inducidos por el tránsito causando el agrietamiento.

Las grietas pueden ocurrir en la capa base confinada de cemento de un camino compuesto como resultado de los gradientes térmicos. Cuando la superficie de un camino está más caliente que la base, el gradiente térmico causara alabeo el cual será restringido por la capa estabilizada con cemento. Esto provocara un esfuerzo de tensión en la parte inferior de la capa estabilizada con cemento, lo que puede llevar al agrietamiento cuando se combina con los esfuerzos de tensión inducidos por el tránsito.

5.1.2.3 Agrietamiento por reflexión

Los agrietamientos por reflexión ocurren si una capa de asfalto yace sobre una capa con grietas o juntas, lo cual muestra movimientos horizontales muy grandes debido a variaciones en la temperatura, o cuando no existe o existe muy poca transferencia de carga a través de las grietas o juntas.

Los agrietamientos por reflexión pueden ser causados por deformaciones horizontales controladas por la temperatura de los materiales subyacentes. Estas deformaciones provocarán esfuerzos de tensión en la capa superior, llevando a grietas de reflexión, con y sin la presencia del tránsito.

Si la transferencia de cargas a través de las grietas o juntas es baja, resultando en un gran desplazamiento vertical relativo debido a las cargas generadas por el tránsito, provocará esfuerzos cortantes muy altos en la capa de asfalto alrededor del área de las juntas. Si los esfuerzos cortantes son mayores que la resistencia del asfalto o el número de repeticiones de cargas es suficiente para causar fatiga, las grietas aparecerán en la parte superior de la capa de asfalto en la misma posición de las grietas o juntas de la capa subyacente.

5.2 Dispositivos experimentales usuales

5.2.1 Pruebas utilizadas para la caracterización de la deformación permanente en el concreto asfáltico

El objetivo general de las pruebas en materiales debe ser el de reproducir las condiciones del pavimento tan cercanamente como la práctica in situ, incluyendo el estado general de esfuerzos, la temperatura, la humedad y las condiciones generales de los materiales. Existen seis tipos de pruebas utilizadas para caracterizar la respuesta a la deformación permanente de los materiales de pavimentos:

- Pruebas de esfuerzos uniaxiales
- Pruebas de esfuerzos triaxiales
- Pruebas diametrales
- Pruebas de simulación
- Pruebas cortantes
- Pruebas empíricas

5.2.1.1 Pruebas de esfuerzos uniaxiales

Los cuatro tipos de pruebas que se consideran son las de fluencia, deformación permanente bajo carga repetida, módulo dinámico y resistencia. Uno de los mayores problemas que presentan este tipo de pruebas es su cuestionable habilidad para predecir el comportamiento debido a la cantidad de carga y temperatura que puede ser utilizada para las pruebas. Se cree que la temperatura y el esfuerzo aplicado en el laboratorio deben ser similares a aquellos a los cuales las mezclas están sujetas en el campo. La carga y/o temperatura debe ser disminuida significativamente de la esperada en el campo, de lo contrario, estas pruebas no pueden ser conducidas sin falla inmediata de las probetas. La prueba es barata y fácil de realizarse cuando se utiliza carga estática, sin embargo, la complejidad y el costo se incrementan considerablemente cuando se requieren cargas dinámicas. Hay poca información disponible para estas pruebas que correlacionan los resultados al comportamiento. Debido a la escasez de información sobre el comportamiento, ninguna de estas pruebas es recomendada para adoptarse de manera inmediata con el fin de predecir la deformación permanente, sin embargo algunas de estas pruebas han sido estudiadas en el programa NCHRP 9-19 y podrían mostrar ser aceptables cuando este estudio sea completado.

La Tabla 5-1 muestra los métodos de pruebas uniaxiales empleados, así como las ventajas y desventajas que presenta su utilización:

Método de prueba	Dimensión de la probeta	Ventajas	Desventajas
Estática uniaxial (fluencia)	10 cm de diámetro x 20 cm de altura y otros	<ul style="list-style-type: none"> Fácil de realizar El equipo generalmente está disponible en la mayoría de los laboratorios Amplia difusión, bien conocido Más información técnica 	<ul style="list-style-type: none"> La habilidad para predecir el comportamiento es cuestionable La temperatura de prueba está restringida y los niveles de carga no simulan las condiciones de campo No simula el fenómeno dinámico de campo Es difícil obtener especímenes con relación 2:1 en el laboratorio
Carga uniaxial repetida	10 cm de diámetro x 20 cm de altura y otros	<ul style="list-style-type: none"> Mejor simulación de las condiciones del tránsito 	<ul style="list-style-type: none"> El equipo es más complejo La temperatura de prueba está restringida y los niveles de carga no simulan las condiciones de campo Es difícil obtener especímenes con relación 2:1 en el laboratorio
Módulo dinámico uniaxial	10 cm de diámetro x 20 cm de altura y otros	<ul style="list-style-type: none"> Pruebas no destructivas 	<ul style="list-style-type: none"> El equipo es más complejo Es difícil de obtener especímenes con relación 2:1 en el laboratorio
Resistencia uniaxial	10 cm de diámetro x 20 cm de altura y otros	<ul style="list-style-type: none"> Fácil de realizar El equipo de prueba es simple y generalmente está disponible Mínimo tiempo de prueba 	<ul style="list-style-type: none"> La habilidad para predecir la deformación permanente es cuestionable

Tabla 5-1 Evaluación comparativa de métodos de pruebas uniaxiales

La Figura 0-4 muestra el dispositivo de prueba de carga estática uniaxial de fluencia para determinar la deformación permanente en la probeta de concreto asfáltico:



Figura 0-4 Prueba estática uniaxial de fluencia

5.2.1.2 Pruebas de esfuerzos triaxiales

Los cuatro tipos de pruebas que se consideran son las de fluencia, deformación permanente bajo carga repetida, módulo dinámico y resistencia. La diferencia entre este tipo de pruebas y las pruebas uniaxiales es que las pruebas triaxiales incluyen presión de confinamiento. Al aplicar un esfuerzo de confinamiento se permite duplicar una o más presiones y temperaturas en el lugar de una manera más exacta sin que el espécimen de prueba falle prematuramente. Existe alguna información disponible sobre roderas para las pruebas de carga repetida y de fluencia confinada. Hay menos información disponible para las pruebas de resistencia y de módulo dinámico. Estas pruebas triaxiales son algo complicadas por el requerimiento de una célula triaxial, lo cual no excluye el uso de esta prueba. Las pruebas de carga repetida y de fluencia confinada han sido utilizadas y tienen algún potencial en la predicción de roderas. Ambas pruebas están siendo estudiadas en el programa NCHRP 9-19 y pueden ser consideradas para su uso en el futuro. La prueba de fluencia confinada es sencilla y fácil, pero la correlación con las roderas no es muy buena. Se ha reconocido ampliamente que la prueba de deformación bajo carga repetida confinada está mejor correlacionada con el comportamiento pero es más difícil de ejecutar. En este momento, estas pruebas no son recomendadas para una adopción inmediata. Para la conclusión del programa NCHRP 9-19, se contará con suficiente información para adoptar una o más de estas pruebas, si éstas muestran ser apropiadas y para proveer detalles concernientes a los procedimientos de prueba.

La Tabla 5-2 muestra los métodos de pruebas triaxiales empleados, así como las ventajas y desventajas que presenta su utilización:

Método de prueba	Dimensión de la probeta	Ventajas	Desventajas
Estática triaxial (fluencia confinada)	10 cm de diámetro x 20 cm de altura y otros	<ul style="list-style-type: none"> • Prueba y equipo relativamente simples • La temperatura de prueba y los niveles de carga simulan mejor las condiciones de campo que las pruebas no confinadas • Potencialmente baratas 	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere una cámara triaxial • El confinamiento incrementa la complejidad de la prueba
Carga triaxial repetida	10 cm de diámetro x 20 cm de altura y otros	<ul style="list-style-type: none"> • La temperatura de prueba y los niveles de carga simulan mejor las condiciones de campo que las pruebas no confinadas • Las condiciones del tránsito están mejor expresadas • Pueden acomodar tamaños variados de especímenes • Criterio disponible 	<ul style="list-style-type: none"> • El equipo es relativamente complejo y caro • Requiere una cámara triaxial
Módulo dinámico triaxial	10 cm de diámetro x 20 cm de altura y otros	<ul style="list-style-type: none"> • Provee información de entrada necesaria para un análisis estructural • Pruebas no destructivas 	<ul style="list-style-type: none"> • El sistema de prueba es complejo para altas temperaturas (necesita sensibilidad para la medición de pequeñas deformaciones a altas temperaturas) • Algunos posibles problemas menores debido al montaje y arreglo de los LVDT's • El equipo es relativamente complejo y caro • Requiere una cámara triaxial
Resistencia triaxial	10 ó 15 cm de diámetro x 20 cm de altura y otros	<ul style="list-style-type: none"> • Prueba y equipo relativamente simples • Mínimo tiempo de prueba 	<ul style="list-style-type: none"> • La habilidad para predecir la deformación permanente es cuestionable • Requiere una cámara triaxial

Tabla 5-2 Evaluación comparativa de métodos de pruebas triaxiales

La Figura 5-5 muestra el dispositivo de prueba triaxial de carga repetida:

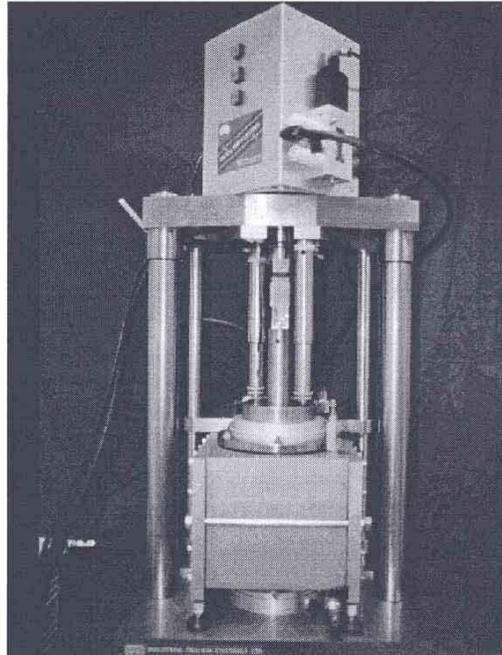


Figura 5-5 Prueba triaxial de carga repetida

5.2.1.3 Pruebas diametrales

Las pruebas diametrales incluyen las de fluencia, deformación permanente bajo carga repetida, módulo dinámico y resistencia. La prueba diametral no parece ser una prueba conveniente para la evaluación de la deformación permanente. Es un tipo de prueba de tensión que probablemente está más afectada por los cambios en las propiedades del ligante que lo que se esperaría ver en el campo. Ya que es una prueba de tensión, no es razonable que sea una buena pronosticadora de las roderas. El costo del equipo para ejecutar las pruebas diametrales es relativamente bajo cuando no se requiere de cargas repetidas. Si éstas se requieren, entonces el costo es considerablemente mayor y la dificultad de las pruebas se incrementa. Muy poca información sobre el comportamiento está disponible para mostrar que cualquier prueba diametral es útil en la predicción de las roderas. La información está disponible indicando que hay una tendencia entre este tipo de pruebas y el comportamiento, pero otros métodos son más convenientes. Varios ensayos conducidos como parte de un estudio muestran que estas pruebas no están a la altura de las pruebas menos razonables. Las pruebas de laboratorio muestran que los resultados de pruebas de resistencia a la tensión indirecta y las pruebas de carga repetida no corresponden al comportamiento observado. Aunque estas pruebas podrían tener alguna aplicación en la indicación del comportamiento, otras pruebas probablemente son más exitosas. Estas pruebas no deben ser consideradas para una adopción inmediata.

La Tabla 5-3 muestra los métodos de pruebas diametrales empleados, así como las ventajas y desventajas que presenta su utilización:

Método de prueba	Dimensión de la probeta	Ventajas	Desventajas
Diametral estática (fluencia)	10 cm de diámetro x 6.25 cm de altura	<ul style="list-style-type: none"> Fácil de realizar El equipo generalmente está disponible en la mayoría de los laboratorios El espécimen es fácil de fabricar 	<ul style="list-style-type: none"> El estado de esfuerzos es no uniforme y depende fuertemente de la forma del espécimen Podría ser inapropiada para la estimación de la deformación permanente Los cambios de alta temperatura (carga) en la forma del espécimen afectan significativamente el estado de esfuerzos y la medición de la prueba Se encontró que existe una sobreestimación de las roderas Para la prueba dinámica, el equipo es muy complejo
Carga diametral repetida	10 cm de diámetro x 6.25 cm de altura	<ul style="list-style-type: none"> Fácil de realizar El espécimen es fácil de fabricar 	
Módulo dinámico diametral	10 cm de diámetro x 6.25 cm de altura	<ul style="list-style-type: none"> El espécimen es fácil de fabricar Pruebas no destructivas 	
Resistencia diametral	10 cm de diámetro x 6.25 cm de altura	<ul style="list-style-type: none"> Fácil de realizar El equipo de prueba es simple y generalmente está disponible El espécimen es fácil de fabricar Mínimo tiempo de prueba 	

Tabla 5-3 Evaluación comparativa de métodos de pruebas diametrales

La Figura 5-6 muestra una probeta de concreto asfáltico colocada en el dispositivo de prueba diametral para determinar la resistencia a la tensión indirecta:



Figura 5-6 Prueba de resistencia a la tensión indirecta

5.2.1.4 Pruebas de simulación

Las pruebas de simulación incluyen principalmente las pruebas de rodada. El analizador de pavimentos asfálticos (APA), el dispositivo de rodada de Hamburgo (HWTD) y el probador de roderas francés (FRT) parecen proveer resultados razonables y tienen

alguna información correlacionada con el comportamiento. Aunque las pruebas de rodada no son mecanicistas parecen simular lo que pasa en el campo. Las pruebas mecanicistas están siendo estudiadas por otros (NCHRP 9-19) y podrían estar disponibles para adoptarse en un futuro cercano. También es interesante señalar que la mayoría de las pruebas que han sido evaluadas por su habilidad para predecir el comportamiento, actualmente han sido comparadas a uno de estos dispositivos de rodada ya que ellas simulan las roderas en el laboratorio. Basadas en toda la información disponible, se recomienda que el APA, HTWD y FRT sean considerados para su uso en diseño de mezclas y control de calidad. La información disponible es suficiente para fijar criterios y utilizarse después en las recomendaciones. Las pruebas de simulación (pruebas de rodada) parecen ser el único tipo de pruebas que están listas para una adopción inmediata. Estas pruebas no son la respuesta final pero ellas pueden ayudar a la industria hasta que este disponible una mejor respuesta.

La Tabla 5-4 muestra los métodos de pruebas de simulación empleados, así como las ventajas y desventajas que presenta su utilización:

Método de prueba	Dimensión de la probeta	Ventajas	Desventajas
Analizador de pavimentos asfálticos (APA)	15 cm de diámetro x 8.75 ó 11.25 cm de altura o vigas	<ul style="list-style-type: none"> • Simula las condiciones del tránsito y temperatura • Modificado y mejorado por GLWT • Simple de ejecutar • De 3 a 6 probetas pueden ser ensayadas al mismo tiempo • LWT más ampliamente utilizado en los Estados Unidos • Las guías (criterios) están disponibles • Los especímenes cilíndricos utilizan el compactador giratorio de Superpave 	<ul style="list-style-type: none"> • Relativamente caro excepto para una nueva versión
Dispositivo de rodada de Hamburgo (HWT)	25.5 cm x 31.5 cm x 4 cm	<ul style="list-style-type: none"> • Ampliamente utilizado en Alemania • Capaz de evaluar el daño inducido por la humedad • Se ensayan 2 probetas al mismo tiempo 	<ul style="list-style-type: none"> • Menos potencial para ser aceptado ampliamente en los Estados Unidos
Probador de roderas francés (FRT)	17.75 cm x 49.25 cm x 2 a 9.75 cm	<ul style="list-style-type: none"> • Utilizado exitosamente en Francia • Dos losas de mezcla asfáltica en caliente pueden ser ensayadas a un tiempo 	<ul style="list-style-type: none"> • No está disponible ampliamente en los Estados Unidos
PURWheel	28.5 cm x 30.5 cm x 3.25, 5, 7.5 cm	<ul style="list-style-type: none"> • El espécimen puede ser de campo, así como de laboratorio 	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere compactador lineal • No está disponible ampliamente
Modelo simulador de carga móvil	117.5 cm x 23.75 cm x espesor	<ul style="list-style-type: none"> • El espécimen es escalado en un simulador de carga 	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere materiales extras • No es conveniente para un uso rutinario • Necesitan desarrollar estándares para la fabricación de especímenes en laboratorio
RLWT	15 cm de diámetro x 11.25 cm de altura	<ul style="list-style-type: none"> • Utiliza probetas del compactador giratorio de Superpave • Tiene alguna relación con la profundidad de rodera del APA 	<ul style="list-style-type: none"> • No está disponible ampliamente en los Estados Unidos • Muy poca información disponible
Dispositivo Wessex	15 cm de diámetro x 11.25 cm de altura	<ul style="list-style-type: none"> • Dos especímenes pueden ser probados al mismo tiempo • Utiliza probetas del compactador giratorio de Superpave 	<ul style="list-style-type: none"> • No es utilizado ampliamente y no es bien conocido • Muy poca información disponible

Tabla 5-4 Evaluación comparativa de métodos de pruebas de simulación

La Figura 5-7 muestra el analizador de pavimentos asfálticos (APA) utilizado en los Estados Unidos:



Figura 5-7 Analizador de pavimentos asfálticos (APA)

La Figura 5-8 muestra el probador de roderas francés (FRT) fabricado y utilizado en Francia:



Figura 5-8 Probador de Roderas Francés (FRT)

La Figura 5-9 muestra el dispositivo de prueba de simulación PURWheel utilizado en Purdue University como prototipo de prueba acelerada para pavimentos:

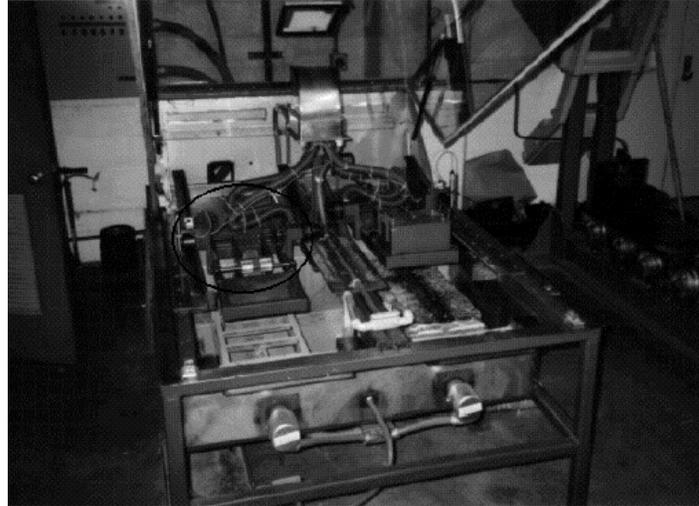


Figura 5-9 Dispositivo de prueba de simulación PURWheel

5.2.1.5 Pruebas cortantes

Este tipo de pruebas incluye la prueba cortante de Superpave (SST, por sus siglas en inglés). Las pruebas SST son muy complicadas, caras y actualmente no tienen un modelo aceptable para predecir el comportamiento. Esta prueba no es razonable para pruebas de control de calidad. Actualmente ninguna de estas pruebas están lo suficientemente concluidas para una adopción inmediata.

La Tabla 5-5 muestra los métodos de pruebas cortantes empleados, así como las ventajas y desventajas que presenta su utilización:

Método de prueba	Dimensión de la probeta	Ventajas	Desventajas
Prueba de curva de frecuencia SST - Módulo dinámico cortante	15 cm de diámetro x 5 cm de altura y otros	La deformación cortante aplicada simula el efecto del tránsito en caminos. Un procedimiento AASHTO estandarizado está disponible. El espécimen es preparado con probetas del compactador giratorio de Superpave (SGC). La curva maestra puede ser dibujada para diferentes temperaturas y frecuencias. Pruebas no destructivas.	El equipo es extremadamente caro y raramente se encuentra disponible La prueba es compleja y difícil de realizar, usualmente necesita entrenamiento especial Las probetas necesitan ser cortadas y pegadas antes de las pruebas
Cortante repetido SST con altura constante	15 cm de diámetro x 5 cm de altura y otros	La deformación cortante aplicada simula el efecto del tránsito en caminos. Un procedimiento AASHTO está disponible. El espécimen es preparado con probetas del compactador giratorio de Superpave (SGC).	El equipo es extremadamente caro y raramente se encuentra disponible. La prueba es compleja y difícil de realizar, usualmente necesita entrenamiento especial. Las probetas necesitan ser cortadas y pegadas antes de las pruebas. Los resultados de las pruebas tienen un alto coeficiente de variación. Se necesitan mas de tres duplicados.
Resistencia triaxial cortante	15 cm de diámetro x 5 cm de altura y otros	Tiempo de prueba corto.	Mucho menos utilizada. Requerimientos de especímenes confinados adicionan la complejidad.

Tabla 5-5 Evaluación comparativa de métodos de pruebas cortantes

La Figura 5-10 muestra el sistema empleado en la prueba cortante de Superpave (SST):

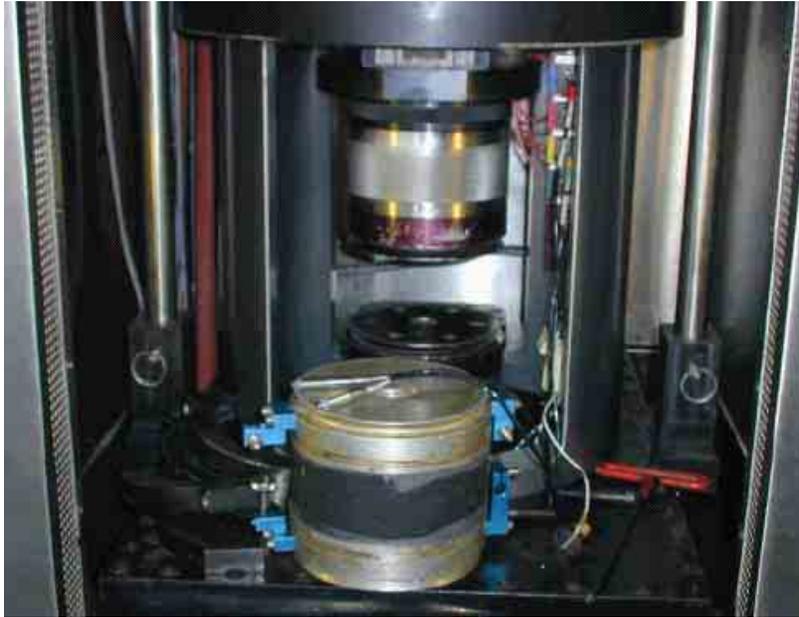


Figura 5-10 Sistema de ensaye cortante de Superpave (SST)

5.2.1.6 Pruebas empíricas

Las pruebas empíricas incluyen el método de estabilidad y flujo Marshall, estabilidad de Hveem, GTM, y el indicador de presión lateral. Las pruebas de Marshall y Hveem han sido utilizados por años con un éxito muy limitado. La GTM ha estado limitada por varios años. Y aunque tiene potencial, no existe suficiente información disponible para una adopción inmediata. El indicador de presión lateral (LPI) es una prueba nueva que muestra alguna promesa pero requiere más investigación. Ésta requiere un esfuerzo adicional y un costo muy pequeño. Sin embargo, es necesario más trabajo para mostrar que el LPI esta relacionado al comportamiento. Ninguna de estas pruebas debe ser seleccionada para su uso en la actualidad.

La Tabla 5-6 muestra los métodos de pruebas empíricas empleados, así como las ventajas y desventajas que presenta su utilización:

Método de prueba	Dimensión de la probeta	Ventajas	Desventajas
Marshall	10 cm de diámetro x 6.25 cm de altura ó 15 cm de diámetro x 9.375 cm de altura	<ul style="list-style-type: none"> • Amplia difusión, bien conocido, estandarizado para diseño de mezclas • Procedimiento de prueba estandarizado • Mas fácil de implementar y tiempo de prueba corto • El equipo disponible en todos los laboratorios 	<ul style="list-style-type: none"> • No es posible clasificar correctamente las mezclas para deformación permanente • Poca información para indicar si está relacionado con el comportamiento
Hveem	10 cm de diámetro x 6.25 cm de altura	<ul style="list-style-type: none"> • Desarrollado con una buena base filosófica • Tiempo corto de prueba • Carga triaxial aplicada 	<ul style="list-style-type: none"> • No se ha utilizado tan ampliamente como la Marshall en el pasado • Requiere compactador por amasado de California • No es posible clasificar correctamente las mezclas para deformación permanente
GTM	Mezcla asfáltica en caliente suelta	<ul style="list-style-type: none"> • Simula la acción de los rodillos durante la compactación • Los parámetros son generados durante la compactación • Criterio disponible 	<ul style="list-style-type: none"> • El equipo no está ampliamente disponible • No es posible clasificar correctamente las mezclas para deformación permanente
Indicador de presión lateral	Mezcla asfáltica en caliente suelta	<ul style="list-style-type: none"> • Prueba realizada durante la compactación 	<ul style="list-style-type: none"> • Problemas para interpretar los resultados • No hay mucha información disponible

Tabla 5-6 Evaluación comparativa de métodos de pruebas empíricas

La Figura 5-11 muestra el dispositivo de prueba de máquina giratoria (GTM) utilizado para la determinación de deformaciones permanentes en mezclas asfálticas sueltas en caliente:



Figura 5-11 Dispositivo de prueba de máquina giratoria (GTM)

5.2.2 Pruebas utilizadas para la caracterización de la fatiga en el concreto asfáltico

Diversas metodologías de prueba pueden ser aplicadas para medir el comportamiento por fatiga del concreto asfáltico. Una descripción breve junto con las ventajas, desventajas y limitaciones de metodologías de prueba seleccionadas pueden ser encontradas en “Summary Report on Fatigue Response of Asphalt Mixes” elaborado por Tangella et al. (SHRP, 1990).

En base a los resultados de este reporte y de las experiencias anteriores de diversos investigadores, los métodos de prueba que han sido identificados como los más promisorios para su uso en la medición de las propiedades de las mezclas que afectan significativamente el comportamiento del pavimento son:

- Pruebas de fatiga por flexión (viga prismática, viga en voladizo trapezoidal)
- Pruebas de fatiga por tensión (diametral, compresión uniaxial)
- Métodos de mecanismos de fractura
- Resistencia y rigidez a la tensión

El criterio para la selección de la prueba incluye:

- Sensitividad a variables de la mezcla, particularmente a las propiedades del asfalto
- Simulación razonable de las condiciones de campo
- Predicción de propiedades fundamentales que pueden ser utilizadas en un diseño apropiado o modelos de comportamiento
- Facilidad y simplicidad en su uso
- Requerimientos de tiempo
- Confiabilidad, exactitud y precisión

Implícitamente, también se encuentra la relevancia del método de prueba para el deterioro específico que se encuentra bajo investigación. Sin embargo, la consideración que prevalece es la habilidad de la prueba para relacionar el comportamiento del pavimento y ser sensitivo a las propiedades del material (asfalto y agregado).

La Figura 5-12 muestra un ejemplo de prueba de fatiga por compresión:



Figura 5-12 Prueba de fatiga por compresión

La Figura 5-13 muestra un ejemplo de prueba de fatiga por flexión en viga prismática de concreto asfáltico:

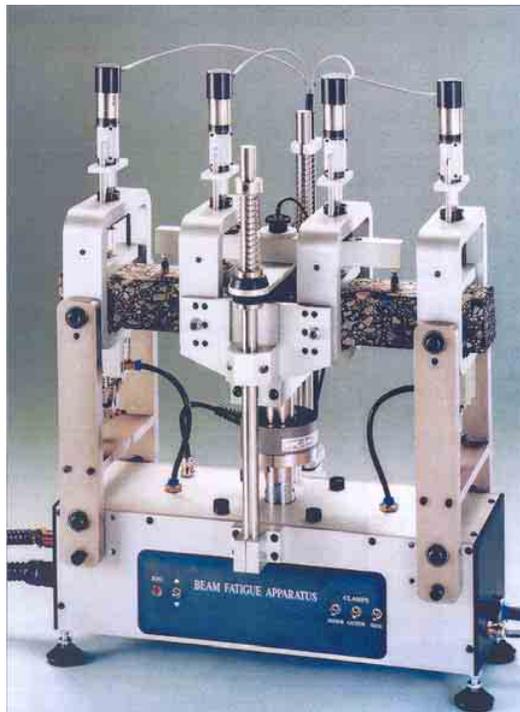


Figura 5-13 Aparato de prueba de fatiga por flexión en viga prismática

5.2.3 Pruebas utilizadas para la determinación del módulo de resiliencia en el concreto asfáltico

La rigidez de las mezclas asfálticas es de primordial importancia al determinar qué tan bien se comporta un pavimento y es esencial para el análisis de la respuesta del pavimento a la carga vehicular. Aunque las pruebas de fatiga y muchas de las pruebas de deformación permanente pueden ser utilizadas para medir la rigidez bajo condiciones similares a aquellas experimentadas por las mezclas de pavimentos en servicio, no hay garantía de que el mejor sistema para prueba de fatiga, por ejemplo, sea también el mejor para pruebas de rigidez o módulo de resiliencia.

Por lo tanto, los ensayos que se utilizan para conocer la rigidez o el módulo de resiliencia son:

- Prueba de rigidez axial resiliente
- Prueba de rigidez diametral resiliente
- Prueba de rigidez dinámica a flexión
- Prueba de rigidez dinámica cortante

Los tipos de pruebas anteriores han demostrado ser sensibles a la modificación de la mezcla y sus variables de prueba tales como: tipo de asfalto, tipo de agregados, contenido de vacíos de la mezcla y temperatura, entre otros.

La Figura 5-14 muestra el dispositivo de prueba diametral utilizado para la determinación del módulo de resiliencia:

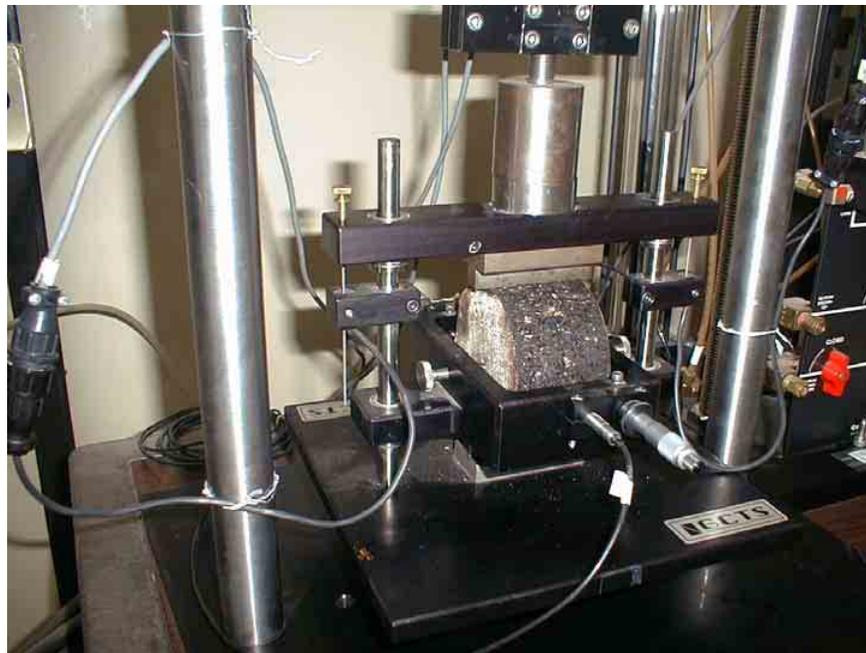


Figura 5-14 Dispositivo de prueba diametral para la determinación del módulo de resiliencia

5.3 Factores que afectan las deformaciones permanentes en el concreto asfáltico

Los principales factores que afectan las deformaciones permanentes en el concreto asfáltico son:

- Nivel de esfuerzos
- Número de repeticiones de carga
- Tipo de asfalto
- Contenido de asfalto
- Tipo y contenido de modificadores
- Contenido de vacíos en la mezcla
- Contenido de vacíos en el agregado mineral
- Método de compactación
- Tipo de agregado
- Forma, textura y tamaño de las partículas
- Temperatura
- Agua

5.3.1 Nivel de esfuerzos

Monismith et al. (1994), por medio del Strategic Highway Research Program (SHRP) elaboraron un proyecto denominado A-003A, el cual incluye el desarrollo de un serie de pruebas aceleradas relacionadas con el comportamiento de mezclas asfálticas y métodos para el análisis de las interacciones asfalto-agregado que afectan significativamente el comportamiento del pavimento. Incluido dentro del alcance del proyecto A-003A se encuentra el desarrollo de reportes sobre deformaciones permanentes (roderas, SHRP A-415), fatiga (SHRP A-404) y módulos de resiliencia (rigidez, SHRP A-388).

En cada uno de estos reportes, se establecen los factores que afectan la respuesta a dichos mecanismos, presentándose además una descripción de los ensayos utilizados para estudiar el comportamiento de las mezclas asfálticas bajo distintas condiciones de prueba.

En lo referente a las deformaciones permanentes, se analizó el efecto del estado de esfuerzos sobre el comportamiento de las mezclas asfálticas.

Durante una serie de ensayos que tenían como fin observar el comportamiento de las mezclas asfálticas bajo distintas condiciones de prueba, se utilizaron dos niveles de esfuerzos (bajo y alto) para la realización de dichos estudios. Se encontró que no existe una gran influencia de parte del nivel de esfuerzos sobre las probetas ensayadas.

Por otro lado, se observó que un incremento en la presión de contacto de las llantas, produce un decremento en la resistencia de las mezclas asfálticas a la presencia de roderas.

5.3.2 Número de repeticiones de carga

Monismith et al. (1994) observaron que un incremento en el número de repeticiones de las cargas establece una disminución en la resistencia de los pavimentos a la generación de

roderas. Es decir, cuando se incrementa el número de repeticiones, el pavimento esta mas propenso a sufrir este tipo de deterioros.

5.3.3 Tipo de asfalto

Corté et al. (1992) realizaron una serie de pruebas en la pista circular del Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), en Francia. Con el fin de determinar el efecto del tipo de asfalto utilizaron tres materiales asfálticos (un asfalto convencional grado 50/70, un asfalto modificado con polímeros SBS y un asfalto multigrado Shell) y una capa muy delgada de asfalto sobre material de modulo alto (asfalto duro de grado 10/20). Los resultados mostraron que los asfaltos modificados con polímeros, multigrados y duros mejoran la resistencia a las roderas de las mezclas asfálticas. Mientras que no existe una diferencia entre los asfaltos modificados con polímeros y los multigrados en los primeros 3000 ciclos de carga, mas allá de este punto, los asfaltos modificados exhiben un rápido crecimiento en las roderas.

5.3.4 Contenido de asfalto

Monismith et al. (1994) desarrollaron una serie de pruebas con el fin de analizar el efecto del contenido de asfalto sobre la deformación cortante inelástica. Se utilizó un asfalto tipo AAG-1 y un agregado RB (granulometría media). Los contenidos de asfalto fueron 4.5, 4.9, 5.5 y 6.0% por peso de agregado, además de utilizar contenidos de vacíos agrupados en tres categorías, de 2.5 a 3.5%, 4.5 a 5.5% y 6.5 a 7.5%. Los rangos de los contenidos de asfalto y de contenidos de vacíos se consideraron suficientemente grandes para afectar el comportamiento de las mezclas.

Se obtuvo información de 18 mezclas bajo carga con altura constante. Los especímenes fueron nominalmente de 15 cm de diámetro y 5 cm de altura. Todas las pruebas se desarrollaron a 50°C. Se aplicaron cargas compuestas todo el tiempo: el patrón de cargas fue 400 ciclos de 14 kPa, 600 ciclos de 28 kPa, 800 ciclos de 42 kPa y 1000 ciclos de 56 kPa de esfuerzos cortantes. Aunque cada secuencia compuesta de carga fue desarrollada tres veces, los análisis reportados se limitan a la primera secuencia. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5-7:

Contenido de asfalto (%)	Contenido de vacíos (%)	DEFORMACIÓN CORTANTE INELÁSTICA (%)				
		Block 1 400 ciclos	Block 2 600 ciclos	Block 3 800 ciclos	Block 4 1000 ciclos	Todos 2800 ciclos
4.5	2.5-3.5	0.273	0.372	0.804	0.699	2.148
		0.004	0.703	0.378	1.478	2.555
4.9	2.5-3.5	0.508	0.734	0.762	0.750	2.754
		0.142	1.132	1.032	0.808	3.114
5.5	2.5-3.5	0.018	0.080	0.397	0.573	1.069
6.0	2.5-3.5	1.073	1.290	1.061	1.202	4.624
4.5	4.5-5.5	0.021	0.625	1.276	0.913	2.834
		0.156	1.484	1.019	0.960	3.619
4.9	4.5-5.5	0.125	0.415	0.978	1.044	2.563
		0.393	1.835	1.755	1.983	5.967
5.5	4.5-5.5	1.426	1.942	1.782	-	-
6.0	4.5-5.5	1.474	1.326	1.264	1.289	5.352
4.5	6.5-7.5	0.173	2.144	2.493	1.862	6.672
4.9	6.5-7.5	0.430	0.639	0.962	1.287	3.317
5.5	6.5-7.5	0.060	0.212	0.855	1.069	2.195
		0.029	0.923	1.254	1.383	3.589
6.0	6.5-7.5	0.586	2.684	2.873	-	-
		1.069	2.760	3.196	-	-

Tabla 5-7 Efecto de los contenidos de asfalto y de vacíos en la deformación cortante inelástica en pruebas de altura constante

La Tabla 5-7 indica que los contenidos de asfalto mayores para todos los contenidos de vacíos parecen producir las mayores deformaciones inelásticas, y aunque la evidencia está mezclada, mayores contenidos de vacíos parecen producir mayores deformaciones.

5.3.5 Tipo y contenido de modificadores

Stephens (1982) indicó que las mezclas asfálticas con contenido de caucho tienen una baja resistencia estática a la fluencia comparadas con las mezclas convencionales. Esta diferencia es más pronunciada para altas temperaturas de prueba. Stephens también encontró que las mezclas con caucho fino reciclado tienen mejor resistencia que las mezclas con cauchos granulares. Sin embargo, los resultados de las pruebas de fluencia dinámica indican que las mezclas modificadas tienen una resistencia mayor a la deformación permanente que las mezclas convencionales. Estos estudios mostraron que bajo carga constante las mezclas modificadas se deforman más rápidamente que las mezclas convencionales, mientras que bajo carga repetida las mezclas modificadas se deforman menos que las convencionales.

Maupin Jr. (1990) realizó investigaciones con el fin de analizar el efecto de la adición de caucho en el concreto asfáltico. Instaló una serie de secciones de prueba, extrayendo especímenes para analizarlos en el laboratorio. Este proyecto consistió de dos secciones de mezclas convencionales y dos secciones de mezclas con asfalto y caucho ubicadas en un área urbana de bajo movimiento de tránsito. Los resultados mostraron que las mezclas que contenían caucho eran menos resistentes a la deformación permanente comparadas con aquellas que no habían tenido algún tratamiento.

Hanson et al. (1991) realizaron una evaluación y caracterización de pavimentos de mezclas asfálticas en caliente modificadas con caucho. Utilizando secciones de prueba, hicieron mediciones a lo largo de dos años para ver el comportamiento de las mezclas bajo deformación permanente. En las pruebas de deformación permanente realizadas

sobre corazones extraídos en campo, se observó que las mezclas convencionales se deforman más rápido que las mezclas modificadas con el uso de caucho. Sin embargo, las probetas preparadas en laboratorio indicaron que no existe una diferencia entre las mezclas convencionales y las modificadas, estadísticamente hablando.

Kroutz y Stroup (1992) realizaron estudios con el fin de observar el comportamiento de mezclas asfálticas modificadas con caucho reciclado. Utilizando pruebas de carga estática y de carga repetida, analizaron la respuesta a la deformación permanente de dichas mezclas. Las conclusiones indicaron que la adición del caucho reciclado genera mezclas que exhiben menos deformación permanente a altas temperaturas, comparadas con mezclas que no recibieron algún tipo de tratamiento.

Stuart (1993) presentó un estudio sobre el efecto que presenta la utilización de modificadores sobre las deformaciones permanentes en mezclas asfálticas. Realizó una comparación entre las propiedades de un mezcla que contenía un asfalto AC-20 y otros asfaltos que contenían diferentes tipos de modificadores. El primero, con un contenido de 1.5% de trióxido de cromo (CrO_3), el segundo con un contenido de 6% de anhídrido maleíco (MAH) y el tercero con 0.75% de furfural. La información obtenida sobre viscosidad y penetración de los ligantes indican que los tres modificadores químicos pueden ser más rígidos para temperaturas altas en el pavimento y más suaves para temperaturas más bajas que para el caso de los pavimentos que no incluyen modificadores asfálticos. Las deformaciones permanentes fueron medidas mediante pruebas de fluencia utilizadas para evaluar la susceptibilidad de las mezclas a las roderas. Los tres modificadores químicos presentaron resultados similares mostrando un decremento en las deformaciones con un promedio de 25%.

Kamel y Miller (1994) realizaron un estudio para observar el efecto de los modificadores sobre las deformaciones permanentes en mezclas asfálticas. Emplearon tres tipos de asfaltos: un asfalto convencional, un asfalto modificado con polímeros y un asfalto modificado sin el uso de polímeros, denominado premium. En términos de comportamiento, los asfaltos modificados mostraron una mayor resistencia a las roderas comparado con los valores obtenidos para un asfalto convencional. Al inicio de las pruebas, el comportamiento de los tres pavimentos fue excelente, empezando a observarse diferencias en el comportamiento en el cambio de ciclos de carga de 10,000 a 20 000, cuando el pavimento convencional empezó a mostrar deterioros en una forma acelerada. A medida que se aplicaron mas cargas, el comportamiento superior de los otros dos tipos de asfaltos empezó a ser muy claro. Los pavimentos con estas características tuvieron un comportamiento similar a través de toda la prueba.

Debido a las excesivas deformaciones presentadas en el pavimento convencional, la prueba se terminó después de 300,000 ciclos de carga. Las pruebas para los otros dos tipos de pavimentos continuaron hasta 900,000 ciclos de carga. Comparando el número de ciclos necesarios para causar una deformación permanente de 26 mm en cada uno de los tres pavimentos, resultó ser evidente que los pavimentos modificados incrementaron significativamente la capacidad de carga de las secciones analizadas.

Monismith et al. (1994) comentaron que los modificadores pueden ser utilizados para incrementar la rigidez para temperaturas críticas, reduciendo de esta manera el potencial de roderas.

Asimismo, investigaron la influencia de estos sobre las características de deformación permanente de mezclas definidas por la prueba de cortante simple con carga repetida. La fase de prueba incluye mezclas que contienen dos agregados (RB y RL), tres asfaltos (AAD-1, AAG-1 y AAK-1), y cuatro modificadores codificados como 401, 412, 415 y 416, ensayándose adicionalmente mezclas que no contienen ligantes (000).

Las determinaciones del contenido de vacíos en las mezclas que contenían el agregado RL exhibieron una variabilidad considerable además de contenidos de vacíos tan altos como el 17%. Por consiguiente, los especímenes que contenían este tipo de agregado no fueron ensayados, además de los especímenes que contenían el asfalto tipo AAD-1.

Considerando el número de repeticiones necesarias para obtener un 5% de deformación ($N_{5\%}$), la Tabla 5-8 muestra los resultados obtenidos en las pruebas de cortante simple para el caso de asfaltos tipo AAG-1:

Espécimen	% Contenido de vacíos	Altura del espécimen (in)	$N_{5\%}$
Modificador 000			
DM000GB1	9.9	2.066	2971
DM000GB2	10.0	2.058	2230
DM000GB3	9.3	2.159	1794
Modificador 401			
DM401GB1	11.1	2.137	4380
DM401GB2	11.6	2.172	7298
DM401GB3	10.5	2.083	13039
Modificador 412			
DM412GB1	10.6	2.081	9110
DM412GB3	12.2	2.088	1712
DM412GB2	16.3	2.097	-
Modificador 415			
DM415GB1	10.6	2.127	1191
DM415GB2	11.3	2.091	2418
DM415GM3	12.2	2.108	1688
Modificador 416			
DM416GB1	10.6	2.060	-
DM416GB2	8.5	2.086	4156
DM416GB3	10.7	2.059	2264

Tabla 5-8 Resultados para asfaltos tipo AAG-1 en la prueba de cortante simple con carga repetida (1 in = 2.54 cm)

La Tabla 5-9 muestra los resultados obtenidos en las pruebas de cortante simple para el caso de asfaltos tipo AAK-1:

Especimen	% Contenido de vacíos	Altura del espécimen (in)	N _{5%}
Modificador 000			
DM000KB1	9.9	2.092	7973
DM000KB2	10.6	2.070	1091
DM000KB3	6.6	2.082	42244
Modificador 401			
DM401KB1	11.7	2.089	3649
DM401KB2	12.8	2.104	14846
DM401KB3	12.2	2.126	4231
Modificador 412			
DM412KB1	10.2	2.062	1735
DM412KB2	10.7	2.065	3883
DM412KB3	11.3	2.062	4342
Modificador 415			
DM415KB1	9.1	2.081	5673
DM415KB2	10.5	2.076	3431
DM415KB3	10.2	2.118	2432
Modificador 416			
DM416KB1	7.3	2.075	-
DM416KB2	11.6	2.061	686
DM416KB3	10.7	2.068	2313

Tabla 5-9 Resultados para asfaltos tipo AAK-1 en la prueba de cortante simple con carga repetida (1 in = 2.54 cm)

Como se observa en las tablas 5-8 y 5-9, hay variaciones en los contenidos de vacíos de los especímenes, haciendo difícil la comparación entre las mezclas. Sin embargo, puede notarse que las mezclas que contienen asfalto tipo AAG-1 parecen estar más influenciadas por los modificadores que las mezclas que contienen asfalto tipo AAK-1. Para mezclas con asfalto tipo AAG-1, la influencia del modificador sobre el comportamiento en orden de clasificación (alta a baja) es: 401, 412, 415 y 416; las mezclas que no contienen modificador no se comportan tan bien como aquellas que sí lo contienen.

Las mezclas que contienen modificador y utilizan asfalto AAK-1 parecen ser menos sensibles a la influencia del modificador, respondiendo más favorablemente las que contienen modificador tipo 401.

Rebala y Estakhri (1995) observaron que mediante la incorporación de caucho en las mezclas asfálticas a temperaturas altas (proceso húmedo) se producen mezclas asfálticas que inhiben el agrietamiento y pueden inhibir las roderas. En el proceso seco (mezcla de caucho con agregados de granulometría abierta antes de la adición del cementante), por otra parte, se producen mezclas asfálticas propensas a la reducción de las roderas pero pueden tener efectos adversos en el agrietamiento. En el proceso seco, el caucho existe como partículas separadas. Dichas partículas en el asfalto normalmente intensificarán la propensión al agrietamiento pero podrían aumentar la resistencia a las roderas.

Ali et al. (1995) utilizaron pruebas de tensión indirecta para determinar el efecto del material de desecho de las construcciones sobre el comportamiento viscoelástico de las mezclas asfálticas. El objetivo de estas pruebas fue obtener parámetros de modelación que pudieran ser utilizados para predecir el comportamiento a las deformaciones permanentes en los pavimentos. Los resultados indicaron que mediante la utilización de

un contenido de 25% de material de desecho se reduce el potencial de roderas en los pavimentos.

5.3.6 Contenido de vacíos en la mezcla

Monismith et al. (1994) observaron que un incremento en el contenido de vacíos de la mezcla, provoca un decremento en la resistencia de la mezcla a la generación de roderas. Este punto se pudo analizar al realizar diversas pruebas de compresión axial en fluencia. Aunque las mezclas se comportaban diferente de manera significativa, su módulo instantáneo no era muy diferente. Y como se esperaba, las mezclas con bajo contenido de vacíos se comportaron mejor que las mezclas de altos contenidos.

5.3.7 Vacíos en el agregado mineral

Monismith et al. (1994) observaron que un incremento en el contenido de vacíos en el agregado mineral, provoca un decremento en la resistencia de la mezcla a la generación de roderas.

Kandhal y Mallick (2001) observaron en su estudio el efecto de los vacíos en el agregado (VAM) mineral sobre el potencial de roderas en mezclas asfálticas. Utilizando el analizador de pavimentos asfálticos (APA) sobre mezclas que contienen distintos tipos de agregados (calizas, granitos y gravas), concluyeron que el efecto de este factor está asociado con el efecto del espesor de la capa asfáltica. Un incremento en los vacíos y en el espesor causan un incremento en las deformaciones permanentes para mezclas de granito y caliza., mientras que causa un decremento en las deformaciones de mezclas con gravas. En este momento, el efecto de los vacíos sobre las roderas no está claramente entendido, por lo que se requiere un estudio posterior para comprender completamente dicho efecto.

5.3.8 Método de compactación

Como parte del programa A-003A, Sousa et al. (1991) investigaron los procedimientos de compactación por amasado, giratorio y de rodillo. Para el compactador giratorio se encontró que pone un excesivo énfasis en el ligante asfáltico y describe inexactamente el rol de la interacción asfalto-agregado en el comportamiento de pavimentos construidos apropiadamente. Además, las formas y dimensiones de los especímenes producidos por el compactador giratorio son limitadas. Aunque el compactador por amasado es más adaptable para producir una mayor variedad de tamaños y formas, éste podría crear una estructura del agregado más estable de la que es desarrollada por las prácticas convencionales de construcción, por eso falla al capturar el rol del ligante asfáltico en el comportamiento apropiado de los pavimentos. Dado que la respuesta de los especímenes compactados con rodillo para pruebas de carga esta típicamente entre el compactador por amasado y el giratorio, el compactador de rodillo esta mejor adaptado para preparar especímenes en el laboratorio. Entre los métodos investigados, éste es el que parece duplicar mejor las mezclas compactadas en campo.

Como parte del programa NCHRPP 9-6, von Quintus et al. (1991) investigaron varios métodos de compactación. Mientras los investigadores de este proyecto indicaron una

preferencia por el compactador giratorio de Texas (aunque la información era limitada y confusa por la variación en los contenidos de vacíos y métodos de laboratorio utilizados para simular el envejecimiento), ellos notaron que el compactador de rodillo proporcionaba resultados comparables a los obtenidos utilizando el compactador giratorio.

En un estudio subsecuente, Button et al. (1992) prepararon especímenes en el laboratorio usando tres métodos de compactación diferentes, incluyendo el giratorio de Texas, el rodillo de Exxon y el martillo de base rotatoria Marshall. Aunque los investigadores concluyeron que el compactador giratorio de Texas reproduce más seguido especímenes similares a los corazones extraídos en campo, los resultados deben ser calificados debido a una diferencia significativa en los contenidos de vacíos de los especímenes compactados.

Harvey (1992) concluyó que los métodos de compactación giratorios, de rodillo y de amasado producen especímenes que son significativamente diferentes con respecto a la resistencia para resultados de pruebas repetitivas de deformación cortante permanente, con resultados promedio que difieren por más de un orden o magnitud entre cada método para asfaltos convencionales. Esto indica que la selección de un método de compactación en laboratorio tendrá al menos tanto efecto sobre el comportamiento de la mezcla como el tipo de agregado, tipo de ligante, contenido de finos o contenido de vacíos.

Monismith et al. (1994) señalaron que el método de compactación, ya sea en campo o en laboratorio, puede influenciar la estructura del sistema y por lo tanto, la propensión a las roderas.

5.3.9 Tipo de agregado

Elliott et al. (1991) revisaron en su estudio el efecto de la variación de la granulometría en la generación de roderas de un pavimento asfáltico. Utilizaron información de pruebas de fluencia para examinar los efectos de la vida relativa en términos del desarrollo de las roderas.

Para llevar a cabo comparaciones se tomó como base una mezcla de trabajo que consiste en material que pasa la malla No. 4 y se retiene en la No. 10. La mezcla esta compuesta de 18% de agregado granular, 37% de arena granular y 47% de arena fina. Estos porcentajes se utilizaron también para las demás variaciones de granulometrías (fina, granular, fina-granular y granular-fina).

Los resultados obtenidos muestran que las granulometrías finas y granulares experimentan profundidades de roderas de 7 a 10% mayores a las obtenidas para la mezcla de trabajo, mientras que las variaciones de granulometrías fina-granular y viceversa, experimentan profundidades de roderas de 13 a 19% mayores.

Harvey y Monismith (1993) analizaron el efecto de los tipos de agregado sobre la generación de deformaciones permanentes en mezclas asfálticas. Para dicho estudio se utilizaron dos tipos de agregados: granulometría con bajo contenido de finos (2.5%) y granulometría con contenido normal de finos (5.5%). La granulometría con contenido normal de finos tiene un tamaño máximo de agregados de 1". La granulometría con bajo contenido de finos es esencialmente la misma, con la variación del 3% en el contenido de finos.

El efecto significativo en la deformación cortante permanente generado por la reducción en el contenido de finos en un 3% resultó sorprendente. Para el contenido bajo de finos se obtuvo un número de repeticiones promedio de 66476, mientras que para el contenido normal de finos se presentó un valor promedio de 13886, con lo que existe una diferencia del 131%.

Monismith et al. (1994) encontraron que la variación de un agregado con granulometría abierta a uno con granulometría continua, incrementa la resistencia de las mezclas asfálticas.

5.3.10 Forma, tamaño y textura de las partículas

Monismith et al. (1994) señalaron que un cambio en la forma, tamaño y textura superficial de los agregados, genera a su vez una variación en la resistencia a las roderas. Así pues, el cambio de una forma redondeada a una angular, incrementa la resistencia de los pavimentos a la generación de roderas. Lo mismo sucede cuando se presenta un cambio de una textura suave a una rugosa, y cuando se incrementa el tamaño máximo de los agregados.

5.3.11 Temperatura

Monismith et al. (1994) observaron que un incremento en la temperatura de prueba de las mezclas asfálticas, genera un decremento en la resistencia a la generación de roderas.

5.3.12 Agua

El agua puede incrementar la propensión de una mezcla a la deformación permanente. Los efectos del agua pueden ser considerados en la fase inicial de diseño de las mezclas o como una parte del proceso de evaluación de las mezclas.

Cuando existe una modificación de la estructura de pavimento de estado seco a húmedo, se presenta una disminución de la resistencia de la mezcla, cuando ésta es sensible al agua.

Es posible sujetar especímenes a un proceso de acondicionamiento con agua como el desarrollado en Oregon State University como parte de unos estudios de sensibilidad del agua asociados con el proyecto A-003A (Terrel et al. 1993). Los resultados de pruebas de cortante simple desarrollado en mezclas antes y después del acondicionamiento con agua se muestra en la Figura 50-15.

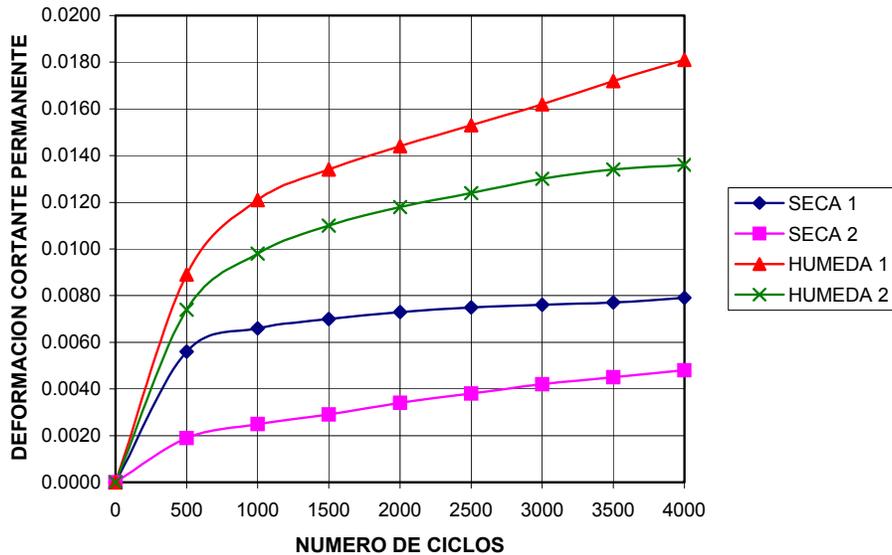


Figura 50-15 Comparación de la variación de la deformación cortante permanente en especímenes de la misma mezcla sujetos al acondicionamiento con agua (húmedo y seco)

La propensión a las roderas en ambas mezclas se incrementa significativamente si las mezclas están sujetas a saturación sostenida de agua. Con esta información el incremento en las roderas que podrían ocurrir in situ pueden ser estimadas utilizando el procedimiento presentado por el programa SHRP.

5.4 Modelos constitutivos para la determinación de la deformación permanente en el concreto asfáltico

El desarrollo de modelos o métodos de predicción requiere de técnicas compatibles no sólo para calcular la respuesta del pavimento a las cargas, sino también para caracterizar de manera realista a los materiales. Existe una amplia gama de modelos representativos del comportamiento a la deformación permanente de mezclas asfálticas. Estos caen dentro de tres categorías generales: (1) ecuaciones de regresión empíricas, (2) leyes típicas de deformación plástica, y (3) ecuaciones funcionales basadas directamente en resultados de pruebas de laboratorio. En todos los casos, las pruebas de laboratorio son ejecutadas para determinar los parámetros representativos.

En algunos de estos modelos, el estado de esfuerzos está identificado como el esfuerzo de compresión axial (σ_1) y el esfuerzo horizontal (σ_2). En realidad, sin embargo, las roderas están relacionadas más cercanamente al esfuerzo cortante, el cual puede ser obtenido de ($\sigma_1 - \sigma_2$). Célard (1977) enfatizó, basado en los resultados de pruebas dinámicas de fluencia, el efecto importante del esfuerzo cortante sobre el índice de deformación permanente. Por ejemplo, en las pruebas de Célard, un aumento en el esfuerzo cortante de 0.1 a 0.25 MPa (con un esfuerzo normal de 0.1 MPa) incrementa el índice de deformación permanente de 0.1 a 10 (un incremento del 100%). Por otra parte, variando el esfuerzo normal de 0.1 a 0.25 MPa (con un esfuerzo cortante constante de 0.1

MPa) no cambia significativamente el índice de deformación permanente. Conclusiones similares pueden ser derivadas del trabajo de Brown y Bell (1977).

A continuación se muestran algunos de los modelos de deformación permanente propuestos por distintos investigadores, así como el ensaye de laboratorio en el cual se apoyan para su determinación:

Lai y Anderson (1973) propusieron un modelo que se apoya en los ensayos de fluencia uniaxial:

$$\varepsilon_{vp} = a(\sigma)t^b \quad \text{Ecuación 5-1}$$

donde:

ε_{vp} = Deformación viscoplástica
 t = Tiempo
 $a(\sigma) = b_1\sigma + b_2\sigma^2$
 σ = Esfuerzo en fluencia
 b, b_1, b_2 = Constantes de regresión

Van de Loo (1976) propone un modelo que se apoya en el ensaye de fluencia axial:

$$\varepsilon_p = c\sigma N^a \quad \text{Ecuación 5-2}$$

donde:

ε_p = Deformación axial permanente
 σ = Nivel axial de esfuerzos (103.5 kPa)
 N = Número de aplicaciones de carga
 a, c = Constantes

Kirwan et al. (1977) proponen un modelo que se apoya en el ensaye de laboratorio de carga de fluencia a compresión dinámica uniaxial:

$$\varepsilon_n = A\Delta^b \quad \text{Ecuación 5-3}$$

donde:

ε_n = Deformación axial permanente inducida después de un tiempo transcurrido N
 A = Constante que está en función del material y tiempo transcurrido
 b = Constante para el material
 Δ = Esfuerzo a la compresión axial aplicado

Monismith et al. (1977) proponen un modelo que se apoya en el ensaye de laboratorio de compresión triaxial de carga repetida y que considera la carga por eje del tránsito y la distribución lateral:

$$\varepsilon_z^p = \left[\delta(T) N^\alpha \bar{\sigma}^{-n-1} t \right] * \left[\sigma_z - \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \right] \quad \text{Ecuación 5-4}$$

donde:

ε_z^p = Deformación permanente vertical
 $\delta(T)$ = Constante que esta en función de la temperatura
 α = Coeficiente determinado experimentalmente
 N = Número de repeticiones de esfuerzos
 $\bar{\sigma}$ = Esfuerzo equivalente definido como una función de σ_1 , σ_2 y σ_3
 t = Tiempo de carga

Meyer y Haas (1977) proponen un modelo que se apoya en las pruebas de carga triaxial repetida:

$$\varepsilon_p = f(\sigma_1, \sigma_3, T, AV, N) \pm E \quad \text{Ecuación 5-5}$$

donde:

ε_p = Deformación axial permanente
 σ_1 = Esfuerzo vertical
 σ_3 = Esfuerzo lateral
 T = Temperatura
 AV = Contenido de vacíos
 N = Número de aplicaciones de carga
 E = Error de estimación

Kenis (1977) propone un modelo que se apoya en las pruebas de carga uniaxial repetida:

$$\varepsilon_p(N) = e\mu N^{-\alpha} \quad \text{Ecuación 5-6}$$

donde:

$\varepsilon_p(N)$ = Deformación permanente por pulso
 $\alpha = 1 - S$
 S = Pendiente de la línea en un trazo log – log de la deformación permanente contra N
 e = Deformación de la carga pico senoidal para un pulso de carga de duración $d = 0.1$ seg
 $\mu = \frac{IS}{e}$
 I = Intercepción

Francken (1977) propone un modelo que se apoya en las pruebas triaxiales dinámicas:

$$\varepsilon_p(t) = At^B + C(\exp Dt - 1) \quad \text{Ecuación 5-7}$$

para esfuerzos altos

$$\varepsilon_p(t) = At^B \quad \text{Ecuación 5-8}$$

para esfuerzos bajos

donde:

$\varepsilon_p(t)$ = Deformación permanente

A, B, C, D = Parámetros

$A = 115 (\sigma_1 - \sigma_3) |E^*|$

$B = 0.182 + 0.294 (\sigma_{VM} - \sigma_{VL})$

σ_{VM} = Esfuerzo máximo

σ_{VL} = Umbral de la falla plástica

t = Tiempo

σ_1 = Esfuerzo vertical

σ_3 = Esfuerzo lateral

$|E^*|$ = Módulo

Huschek (1977) propuso un modelo que se apoya en las pruebas de fluencia uniaxial y de fluencia con carga cíclica:

$$e_{irr} = c * \sigma^A \quad \text{Ecuación 5-9}$$

$$e_{irr}(T, \Delta t_1, t) = \frac{\sigma \Delta t_1}{[\eta(T, t)]} \quad \text{Ecuación 5-10}$$

$$\eta(T, t) = \frac{t^{1-A}}{(c * A)} \quad \text{Ecuación 5-11}$$

donde:

e_{irr} = Deformación permanente

c = Constante

A = Característica de consolidación

σ = Nivel de esfuerzos

η = Viscosidad

T = Temperatura

Δt_1 = Tiempo de carga

Thrower (1977) propuso un modelo que se apoya en la teoría de la viscoelasticidad:

$$e_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{2\eta} \quad i \neq j \quad \text{Ecuación 5-12}$$

$$e_{ij} = \frac{\sigma_m}{3\chi} + \frac{(9\sigma_{ij} - \sigma_m)}{18\eta} \quad \text{Ecuación 5-13}$$

donde:

e_{ij} = Índice de deformación
 σ_{ij} = Estado de esfuerzos
 σ_m = Esfuerzo isotrópico medio
 η = Coeficiente de velocidad cortante
 χ = Coeficiente de viscosidad volumétrica

Battiato et al. (1977) propusieron un modelo que se apoya en las pruebas de fluencia uniaxial:

$$J(t) = J_1 t^\alpha \quad \text{Ecuación 5-14}$$

$$u_{ik}^{perm} = \frac{1}{\eta_s} g_{ik}(y, z) \quad \text{Ecuación 5-15}$$

02
donde:

$J(t)$ = Función de relajación en fluencia
 t = Tiempo
 J_1 = Parámetros de fluencia cortante
 α = Pendiente de la línea en un trazo log – log entre $J(t)$ y el tiempo
 u_{ik}^{perm} = Deformación permanente
 η_s = Viscosidad cortante del elemento de Maxwell en series
 $g_{ik}(y,z)$ = Función de tensor

Célar (1977) propuso un modelo que se apoya en los ensayos dinámicos de fluencia:

$$\ln(\varepsilon) = A + B * \ln(\sigma_{vm}) + C * \sigma_H + D * T \quad \text{Ecuación 5-16}$$

donde:

ε = Índice de deformación permanente
 σ_{vm} = Esfuerzo a compresión vertical
 σ_H = Esfuerzo a compresión horizontal
 A, B, C, D = Coeficientes
 T = Temperatura

Brown y Bell (1979) presentaron un modelo apoyado en las pruebas de carga axial repetida:

$$\varepsilon_p = \left(\frac{q}{a} \right)^b (N) \quad \text{Ecuación 5-17}$$

donde:

ε_p = Deformación cortante permanente
 q = Esfuerzo desviador

a, b = Constantes
 N = Número de aplicaciones de carga

Verstraeten et al. (1982) propusieron un modelo que se apoya en las pruebas triaxiales dinámicas:

$$\epsilon_p(t) = A \left(\frac{t}{10^3} \right)^B = \frac{C(\sigma_1 - \sigma_3)}{|E^*| \left(\frac{t}{10^3} \right)^B} \quad \text{Ecuación 5-18}$$

donde:

$\epsilon_p(t)$ = Deformación permanente en un tiempo t (en segundos)
 A = Coeficiente que depende de la composición de la mezcla y de las condiciones experimentales (esfuerzos, frecuencia, temperatura); éste caracteriza la susceptibilidad de la mezcla a la rodera
 B = Coeficiente que varía entre 0.14 y 0.37

$$C = f \left[\frac{V_b}{V_b + V_v} \right]$$

$|E^*|$ = Módulo de la mezcla
 σ_1 = Amplitud del esfuerzo vertical
 σ_3 = Esfuerzo lateral
 V_b = Volumen de asfalto
 V_v = Volumen de vacíos

Uzan (1982) propone un modelo que se apoya en las pruebas de carga repetida:

$$\epsilon_p(N) = \epsilon_r \mu N^{-\alpha} \quad \text{Ecuación 0-19}$$

donde:

$\epsilon_p(N)$ = Deformación permanente para la enésima repetición
 ϵ_r = Deformación resiliente
 N = Número de repeticiones
 α, μ = Características del material basadas en los coeficientes de intercepción y pendiente

Tseng y Lytton (1986) propusieron un modelo que se apoya en las pruebas de carga repetida:

$$\epsilon_a = e_0 \exp \left[- \left(\frac{\rho}{N} \right)^b \right] \quad \text{Ecuación 0-20}$$

donde:

ϵ_a = Deformación permanente
 N = Ciclos de carga

e_0, ρ, b = Parámetros de regresión

Khedr (1986) propuso un modelo que se apoya en los ensayos de multietapas dinámicas:

$$\frac{\varepsilon_p}{N} = A_a N^{-m} \quad \text{Ecuación 5-21}$$

donde:

ε_p = Deformación axial permanente

N = Número de ciclos de carga

A_a = Función de las propiedades del material, módulo de resiliencia y esfuerzo aplicado

m = Parámetro del material

Mahboub y Little (1988) propusieron un modelo que se apoya en los ensayos de fluencia uniaxial:

$$\frac{\varepsilon_{vp}}{N} = a\sigma^b \quad \text{Ecuación 5-22}$$

donde:

$\frac{\varepsilon_{vp}}{N}$ = Deformación viscoplástica por ciclo, acumulada

σ = Esfuerzo cíclico pico

a, b = Parámetros de regresión

Leahy (1989) propone un modelo derivado estadísticamente de modelos de predicción para la deformación permanente (ε_p), que se apoya en las pruebas axiales de carga repetida y fluencia:

$$\varepsilon_p = f(T, \sigma_d, V_{air}, N, \eta_{asp}, P'_{Wasp}) \quad \text{Ecuación 5-23}$$

donde:

ε_p = Deformación plástica

T = Temperatura

σ_d = Esfuerzo desviador

V_{air} = Volumen de aire

η_{asp} = Viscosidad del asfalto

P'_{Wasp} = Contenido efectivo de asfalto

5.5 Factores que afectan la fatiga en el concreto asfáltico

Los principales factores que afectan la fatiga en el concreto asfáltico son:

- Nivel de esfuerzos del suelo

- Tipo de asfalto
- Contenido de asfalto
- Tipo de agregados
- Contenido de vacíos
- Método de compactación
- Tipo y contenido de modificadores
- Temperatura

5.5.1 Nivel de esfuerzos del suelo

El tiempo de vida por fatiga de los pavimentos determinados mediante pruebas de laboratorio generalmente es menor que los observados en el campo. La razón de que las ecuaciones fallan al predecir la fatiga en los pavimentos es debido a las diferencias entre las condiciones de carga en laboratorio y en campo; las principales son las siguientes:

- 1 En el campo, hay un periodo de reposo entre las aplicaciones de carga que permite la relajación de los materiales del pavimento.
- 2 En el campo, los esfuerzos residuales a compresión (o tensión) pueden permanecer en la parte inferior de la capa superficial después del paso de cada carga y por lo tanto “preesforzar” la capa de manera que los esfuerzos a tensión que ocurren cuando pasa la siguiente carga pesada causan mucho menos (o mucho mas) daño por fatiga, dependiendo de si las capas de asfalto acumulan mas (o menos) esfuerzos residuales que la capa inferior de base. En el campo, estos esfuerzos residuales se relajan con el tiempo; con un periodo de espera suficiente entre las cargas, los esfuerzos residuales no permanecerán. En el laboratorio, los esfuerzos residuales también aumentan en las probetas para fatiga. Después de varios ciclos, la tensión actúa sobre una cara durante la carga y la misma magnitud de la tensión actúa sobre la otra cara durante el periodo de reposo entre los pulsos de carga.

De esta manera, el historial de esfuerzos residuales de las mezclas asfálticas en el laboratorio es muy diferente al de aquellos observados en el campo.

Yandell y Lytton (1979) en su estudio sobre esfuerzos residuales en un pavimento, encontraron que debido a la deformación residual a tensión o compresión, los esfuerzos a tensión resultantes de una aplicación de carga son aproximadamente entre el 80 y 120% de la deformación resultante de la aplicación de la carga precedente. Durante el periodo de reposo entre las cargas, pueden presentarse dos procesos de recuperación. En un proceso, el material se relaja y pierde algo de su esfuerzo residual, incrementando o disminuyendo de esta manera el nivel de esfuerzos aplicado por la siguiente sollicitación de carga. En el otro proceso, las microgrietas en el material más allá de las grietas visibles se permiten remediar parcialmente debido a la recuperación viscoelástica del cemento asfáltico y parcialmente debido a la reformación de fuerzas confinantes en el material después de la eliminación de la carga aplicada. Estos dos efectos juntos resultarán en el incremento de la vida por fatiga de los pavimentos sujetos a las cargas del tránsito.

Monismith et al. (1994) presentaron en su reporte sobre comportamiento a la fatiga (SHRP-A-404), los efectos que muestran distintas variables de prueba sobre las mezclas asfálticas.

La primer variable analizada fue el nivel de esfuerzos de el suelo, para esto, se utilizó la prueba de viga a flexión con deformación controlada por fatiga, además de dos niveles de esfuerzos (alto y bajo) y tres temperaturas de prueba (0°C, 20°C y 40°C), observándose el comportamiento de la vida por fatiga. La Tabla 5-10 muestra los resultados obtenidos:

Nivel de esfuerzos	Vida por fatiga (Ciclos)	
	0°C	20°C
Bajo	7,317,900	327,400
Alto	1,815,000	93,200
% Diferencia	-75%	-72%

Tabla 5-10 Resultados promedio de la variación del tiempo de vida por fatiga en función del nivel de esfuerzos y la temperatura de prueba

La Tabla 5-10 muestra que existe una gran influencia del nivel de esfuerzos sobre la vida por fatiga de las mezclas asfálticas estudiadas, existiendo disminuciones mayores al 70% en función de un incremento en el nivel de esfuerzos. Por otra parte, el aumento en la temperatura de prueba también genera una reducción considerable en los valores de tiempo de vida por fatiga.

5.5.2 Tipo de asfalto

Kim et al. (1991) realizaron un estudio en el que analizaron el efecto del tipo de asfalto sobre el comportamiento por fatiga de las mezclas asfálticas. Se utilizaron dos tipos de asfaltos (AAK-1 y AAG-1) y dos temperaturas de prueba (0 y 20°C). Los resultados arrojaron que las mezclas que contienen asfaltos AAK-1 demuestran más resistencia a la fatiga que las mezclas elaboradas con asfalto tipo AAG-1. Observándose además, que la diferencia en la resistencia a la fatiga de las dos mezclas es más pronunciada para 20°C que para 0°C.

Monismith et al. (1994) utilizaron en su estudio dos tipos de asfaltos. Primero, un asfalto AAK-1 (AC-30), con susceptibilidad a la temperatura relativamente más baja y un índice de penetración (IP) de -0.5; en segundo lugar, un asfalto AAG-1 (AR-4000), con susceptibilidad a la temperatura relativamente mayor y un IP de -1.5. De nueva cuenta se consideraron dos métodos (axial y diametral) y tres temperaturas de prueba (0°C, 20°C y 40°C). La Tabla 5-11 muestra los resultados obtenidos:

Tipo de asfalto	Vida por fatiga (Ciclos)	
	0°C	20°C
AAK-1	2,744,600	84,500
AAG-1	4,839,200	361,400
% Diferencia	43%	77%

Tabla 5-11 Resultados promedio de la variación del tiempo de vida por fatiga en función del tipo de asfalto y la temperatura de prueba

En la Tabla 5-11 se observa que los especímenes con temperaturas menores y contenido de asfalto tipo AAK-1 exhiben menores tiempos de vida por fatiga con respecto a los especímenes con contenido de asfalto AAG-1. Para altas temperaturas, los valores de vida por fatiga obtenidos difieren en un mayor porcentaje (77%) con respecto a los obtenidos para temperaturas bajas (43%).

5.5.3 Contenido de asfalto

Barksdale (1978) analizó las propiedades de fatiga de mezclas para bases de concreto asfáltico. Evaluó la influencia del contenido de asfalto para una mezcla con contenido de asfalto óptimo de 4.8% basado en el método de diseño Marshall. Encontró que un incremento en el contenido de asfalto de 4.25 a 4.5% incrementa la vida por fatiga en un 350% y que un incremento de 4.5 a 4.75% incrementa la vida por fatiga en un 95%. Barksdale concluyó que el mejoramiento en la resistencia a la fatiga al incrementar un porcentaje específico de contenido de asfalto se vuelve menos significativo al utilizar un contenido de asfalto mayor.

Kim et al. (1991) concluyó que el efecto del contenido de asfalto es mucho más significativo para temperaturas de prueba de 0°C que para temperaturas de 20°C. Esto es, un incremento de 0.6% en el contenido de asfalto de la mezcla proveerá más resistencia al agrietamiento por fatiga para 0°C, el cual es el rango de temperaturas donde el agrietamiento por fatiga es de gran preocupación.

Monismith et al. (1994) utilizaron en su estudio dos contenidos de asfalto. Primero, el más bajo (óptimo), que fue determinado con el procedimiento estándar de Hveem. El segundo contenido de asfalto fue fijado 0.6% mayor, correspondiendo aproximadamente al contenido de asfalto óptimo que se obtiene utilizando el procedimiento de diseño del Cuerpo de Ingenieros (método Marshall). La Tabla 5-12 muestra los contenidos de asfalto utilizados para las mezclas consideradas:

Potencial de adherencia del agregado	SUSCEPTIBILIDAD A LA TEMPERATURA			
	Baja (AAK, IP = -0.5)		Alta (AAG, IP = -1.5)	
	Contenido de asfalto		Contenido de asfalto	
	Óptimo	Alto	Óptimo	Alto
Bajo (RB)	5.1	5.7	4.9	5.5
Alto (RL)	4.3	5.0	4.1	4.8

Tabla 5-12 Contenido de asfalto utilizado para varias mezclas

La Tabla 5-13 muestra los resultados obtenidos:

CONTENIDO DE ASFALTO	VIDA POR FATIGA (CICLOS)	
	0°C	20°C
Óptimo	4,977,800	213,700
Alto	2,668,200	142,800
% Diferencia	-46%	-33%

Tabla 5-13 Resultados promedio de la variación del tiempo de vida por fatiga en función del contenido de asfalto y la temperatura de prueba

En la Tabla 5-13 se observa de manera general, que disminuyen los valores de vida por fatiga para contenidos de asfalto altos en relación con los contenidos de asfalto óptimos. Obteniendo de nueva cuenta una disminución de la vida por fatiga con respecto al incremento de las temperaturas de prueba.

5.5.4 Tipo de agregados

Elliott et al. (1991) revisaron en su estudio el efecto de la variación de la granulometría sobre la vida por fatiga de un pavimento asfáltico. Para la obtención de la vida por fatiga utilizaron información de resistencia a la ruptura por tensión. Considerando además, la variación del contenido de vacíos en un rango entre el 4 y 7%. Los resultados indican que la predicción de vida relativa es totalmente sensible a las variaciones de la resistencia. Mostrando que podría esperarse que las variaciones en granulometrías granulares tendrán significativamente un impacto muy perjudicial sobre la vida por fatiga. Los resultados sugieren también que, dentro del rango normal de contenidos de vacíos y variación de granulometrías, la vida por fatiga es generalmente más sensible al contenido de vacíos (es decir, la compactación) que a la granulometría.

Monismith et al. (1994) empleó dos tipos de agregados para el análisis por fatiga. El primero consiste en un pedernal (roca silíceo, RL) que exhibe un nivel relativamente alto de potencial de adherencia, y el segundo, en un granito (RB) que exhibe un bajo nivel de potencial de adherencia. La Tabla 5-14 muestra los resultados obtenidos:

Tipo de agregado	Vida por fatiga (Ciclos)	
	0°C	20°C
Pedernal (RL)	2,141,500	66,900
Granito (RB)	6,202,100	456,200
% Diferencia	65%	85%

Tabla 5-14 Resultados promedio de la variación del tiempo de vida por fatiga en función del tipo de agregado y la temperatura de prueba

En la Tabla 5-14 se observa que el granito presenta valores mayores de tiempo de vida por fatiga con relación a los obtenidos para el pedernal. Nuevamente se obtiene una disminución de la vida por fatiga con respecto al incremento en las temperaturas de prueba.

5.5.5 Contenido de vacíos

Uno de los factores críticos que pueden ser considerados para mejorar los asfaltos modificados con caucho es el porcentaje de vacíos en la mezcla total. El comportamiento de una mezcla asfáltica modificada con caucho será mejorado cuando este porcentaje sea reducido (Narusch, 1982; Little, 1991). En general, el contenido de vacíos depende de la capacidad de carga de las instalaciones de transporte ha ser diseñadas. Los contenidos de vacíos más bajos pueden ser obtenidos mediante un incremento de los modificadores y el contenido de asfalto hasta que los valores requeridos son alcanzados (Little, 1991).

Kim et al. (1991) analizaron en su estudio el efecto de los contenidos de vacíos sobre el comportamiento a la fatiga de las mezclas asfálticas. Concluyeron que para una

temperatura de prueba de 0°C, el efecto del contenido de vacíos no es tan pronunciado como el observado para una temperatura de 20°C.

Este comportamiento puede ser explicado en base a los procesos de iniciación y propagación de grietas. El crecimiento en la deformación horizontal para una temperatura de 0°C es casi insignificante hasta un cierto punto, y entonces el crecimiento se vuelve repentinamente caótico, lo cual resulta en una falla completa del espécimen. Mientras tanto, el crecimiento en la deformación horizontal para 20°C es más gradual. Por lo tanto, se puede dibujar fácilmente una conclusión sobre el hecho de que el proceso de iniciación de grietas es el proceso principal a 0°C y el proceso de propagación de grietas se vuelve más importante cuando la temperatura se incrementa. Con este concepto como antecedente, se puede concluir que el efecto del contenido de vacíos para 20°C es más pronunciado que para 0°C porque, para la temperatura mayor, la falla está gobernada por la propagación de las grietas a través de la unión de vacíos.

En resumen, un incremento en el contenido de vacíos corta la vida por fatiga con un efecto más pronunciado para 20°C que para 0°C.

Monismith et al. (1994) emplearon dos niveles de esfuerzos de compactación. El nivel de compactación mas bajo fue ajustado para proveer un contenido de vacíos del 8% en el espécimen. El nivel de compactación más alto fue ajustado para producir un contenido de vacíos del 4%. Se utilizó un compactador por amasado para fabricar los especimenes. La Tabla 5-15 muestra los resultados obtenidos:

Contenido de vacíos	Vida por fatiga (Ciclos)	
	0°C	20°C
4%	8,094,100	672,100
8%	1,640,900	45,400
% Diferencia	-80%	-93%

Tabla 5-15 Resultados promedio de la variación del tiempo de vida por fatiga en función del contenido de vacíos y la temperatura de prueba

En la Tabla 5-15 se observa una disminución considerable en los valores de vida por fatiga con respecto al aumento en el contenido de vacíos de la mezcla analizada. Nuevamente se obtiene una disminución de los valores de vida por fatiga con respecto al incremento en las temperaturas de prueba.

5.5.6 Método de compactación

Harvey y Monismith (1993) realizaron una serie de estudios que tenían como finalidad observar el efecto de los métodos de compactación sobre la vida por fatiga de mezclas asfálticas. Para llevar a cabo dicho estudio se consideraron dos métodos: rodillo y amasado. Observaron que el compactador de rodillos produce mayor rigidez en las mezclas en combinación con bajos contenidos de finos y viscosidad óptima de compactación. La compactación por amasado produce mayores rigideces en mezclas con contenidos normales de finos y con la viscosidad de compactación más alta. El rol de los dos diferentes contenidos de finos en la producción de mezclas rígidas con los dos métodos de compactación no es aparentemente fácil, pero podría ser causado por la fuerza cortante concentrada menor del rodillo comparada con el compactador por

amasado, siendo más apropiado para orientar los agregados en las mezclas con contenidos más bajos de finos sin romper o desprender la capa de asfalto. Por la misma razón, el compactador de rodillo es probablemente más apropiado para orientar los agregados cuando la mezcla tiene una viscosidad más baja, mientras que el compactador por amasado es capaz de mover o romper los agregados a pesar de una viscosidad mayor y probablemente lograr más orientación después de pocos apisonamientos comparado con los especímenes compactados con rodillo con el mismo contenido de vacíos alto.

5.5.7 Tipo y contenido de modificadores

Las propiedades de las mezclas asfálticas pueden ser mejoradas mediante la selección de modificadores en un apropiado rango de peso molecular y mezclando los modificadores con mezclas asfálticas de una manera apropiada. Además, estos modificadores deben tener parámetros de solubilidad cercanos a los de las mezclas asfálticas.

Algunas investigaciones sobre el efecto de los aditivos asfálticos en el comportamiento de pavimentos (Little, 1986) han revelado que, en general, todos los aditivos mejoran la susceptibilidad a la temperatura. Bajo esfuerzos por fatiga, utilizando el enfoque fenomenológico, el cual está basado en el concepto de Wohler, estos investigadores concluyeron que el SBS (estireno-butadieno-estireno) fue el mejor aditivo entre cinco ensayados (polietileno, Elvax, SBS, látex y carbón negro) para temperaturas de 0 y 68°F. Esto también ha sido confirmado mediante la utilización del modelo de capa de grieta modificada (Aglan et al., 1991). Sin embargo, cuando las mezclas que contenían aditivos fueron envejecidas a 140°F por 7 días, el tiempo de vida por fatiga decreció considerablemente en comparación con sus contrapartes no envejecidas. Bajo desplazamiento controlado por fatiga, utilizando la ecuación de Paris (1963, 1965), Little et al. (1986) también concluyó que el aditivo SBS era considerablemente superior entre los aditivos ensayados a 33°F.

Basados en pruebas de laboratorio, la resistencia a la fatiga de mezclas asfálticas modificadas con caucho son mejores que las mezclas convencionales. Piggott y Woodmans (1977) concluyeron que adicionando 5% de caucho reciclado a las mezclas asfálticas en caliente probablemente incrementarán al doble la resistencia a la fatiga de un pavimento comparado con los valores obtenidos para un pavimento convencional. Vallergera et al. (1980) estudiaron la resistencia a la fatiga de un tipo de asfalto modificado con caucho (77% de cemento asfáltico, 3% aceite extendedor y 20% de caucho). Los especímenes fueron fabricados con diferentes contenidos de caucho (4.23, 4.73 y 5.23%). Los especímenes convencionales contenían 4.8% de asfalto. Estos especímenes fueron ensayados en un rango de temperaturas entre 34 y 104°F. Los investigadores encontraron que el comportamiento a la fatiga de las mezclas modificadas mejoraron al incrementar el contenido de caucho. Ellos compararon el comportamiento a la fatiga de las mezclas modificadas con caucho con las mezclas convencionales y encontraron que, a temperaturas menores de 60°F, todas las mezclas modificadas excepto la mezcla con el más bajo contenido de caucho (4.23), se comportaron mejor que las mezclas convencionales. Para temperaturas mayores de 60°F, todas las mezclas modificadas se comportaron mejor que las mezclas convencionales.

Shuler et al. (1987) condujeron pruebas de tensión indirecta utilizando asfalto tipo AC-5 y polímeros SBS (estireno-butadieno-estireno) como modificadores. Encontraron que, para asfaltos modificados con 6% de SBS, los esfuerzos a tensión se incrementan significativamente comparados con aquellos obtenidos para asfaltos convencionales para temperaturas de prueba de -21, 25 y 41°C. Button et al. (1987) basados en pruebas de fatiga con esfuerzos controlados y mecanismos de evaluación de fracturas, reportaron que los asfaltos AC-5 modificados con polímeros SBS exhiben propiedades de fatiga superiores comparadas con los asfaltos convencionales para temperaturas de prueba de 20 y 0°C.

Zhou et al. (1989) consideraron en su estudio la utilización de tres modificadores para observar el comportamiento de la vida por fatiga en mezclas asfálticas. Los modificadores empleados fueron: Styrelf, un ligante polimerizado con un copolímero termoplástico en bloque; AC-20R, un ligante polimerizado con un polímero aniónico endurecido térmicamente y CA(P)-1, un ligante polimerizado con un copolímero termoplástico aleatorio. Estos asfaltos modificados fueron comparados con un asfalto convencional AC-20.

Las pruebas de fatiga siguieron los mismos procedimientos utilizados para las pruebas de módulo de resiliencia. El número total de repeticiones de carga para causar la falla de las probetas fue grabado como la vida por fatiga de la probeta. Aunque los resultados obtenidos podrían tener un pequeño significado para el comportamiento en campo de cada mezcla, las mezclas con AC-20R mostraron una vida relativamente mayor que las otras mezclas en el ambiente controlado del laboratorio. Las mezclas con CA(P)-1, por otra parte, mostraron una vida por fatiga mucho más corta, aun mas corta que las mezclas con asfalto convencional AC-20.

Cuando los resultados de las pruebas por fatiga se compararon con los obtenidos para módulos de resiliencia, se encontró que las mezclas con mayores valores de M_R tenían menos valores de vida por fatiga y viceversa.

Khosla (1991) realizó un estudio sobre el efecto del uso de modificadores sobre el comportamiento de pavimentos asfálticos. Se formularon nueve ligantes con tres tipos de asfaltos y dos modificadores. Los modificadores investigados fueron carbón negro y asfalto polimerizado. Los asfaltos utilizados fueron AC-5, AC-10 y AC-20. Los especímenes de mezclas asfálticas fueron sujetos a pruebas dinámicas y de fluencia para temperaturas de 0, 40, 70, 100 y 140°F. Los resultados obtenidos indicaron que el efecto de los modificadores sobre las propiedades de las mezclas asfálticas no es significativo para temperaturas bajas pero es muy pronunciado para temperaturas altas. El comportamiento observado mostró que el carbón negro es el más significativo en la reducción de las roderas en los pavimentos y el polímero es más significativo en la reducción de las grietas por fatiga. Ambos tipos de modificadores muestran algún grado de mejoramiento en el comportamiento total de los pavimentos.

Rebala y Estakhri (1995) encontraron que las mezclas asfálticas modificadas con caucho tienen el potencial para mejorar significativamente el comportamiento por fatiga y el agrietamiento por temperatura de los pavimentos de concreto asfáltico, pero sólo cuando se utiliza el método húmedo (incorporación del caucho en las mezclas a temperaturas altas) y el cementante se diseña adecuadamente. Un mejoramiento importante en las características de fatiga se observó al utilizar una mezcla con 18% de caucho fino.

Ali et al. (1995) analizaron las características de fatiga en mezclas modificadas con material de desecho de las construcciones. Las mediciones se realizaron utilizando pruebas diametrales de tensión indirecta con esfuerzos controlados. Todas las pruebas se realizaron a una temperatura de 21°C: Se utilizó una frecuencia de carga de 1 Hz con 0.1 segundos de carga y 0.9 segundos de descarga. El rango de esfuerzos utilizados osciló entre 4 y 50 kPa. Los resultados indican que la utilización del material de desecho mejora el tiempo de vida por fatiga en las mezclas asfálticas, especialmente para un contenido de 25%.

Khattak y Baladi (1998, 2001) analizaron el comportamiento por fatiga de mezclas asfálticas modificadas con polímeros. Los resultados obtenidos en estos estudios indicaron que la vida por fatiga de las mezclas modificadas es mayor comparada con las mezclas convencionales y con las mezclas procesadas. El incremento en la vida por fatiga se debe a un incremento en la resistencia a la tensión y en las propiedades plásticas de las mezclas.

5.5.8 Temperatura

Como parte del proyecto A-003A, Kim et al. (1991) llevaron a cabo un estudio para analizar el efecto de la temperatura y variables de las mezclas (tipo y contenido de asfalto, contenido de vacíos) sobre el tiempo de vida por fatiga. Se utilizaron dos tipos de asfaltos (AAK-1 y AAG-1), dos niveles de contenidos de asfalto (bajo y alto) y dos contenidos de vacíos (4 y 8%). Los resultados obtenidos muestran que la capa de concreto asfáltico a 20°C fallará primero que una capa a 0°C para una deformación horizontal recuperable dada y viceversa para una deformación horizontal máxima total.

Los resultados obtenidos en este estudio concuerdan con los presentados en el trabajo de Ruth y Olson (1977) en donde determinaron la deformación elástica de pruebas de incrementos de esfuerzos y pruebas de fatiga dinámica utilizando el modo de tensión indirecta, concluyendo que el concreto asfalto tiene una resistencia mas grande para deformaciones elásticas mayores a temperaturas más bajas. También, la comparación entre información de fatiga por flexión y de fatiga por tensión indirecta muestran resultados contradictorios. Ruth y Olson establecieron que la razón para esta contradicción estaba relacionada al método de prueba. Ya que la viga de prueba fue regresada a su posición original después de cada aplicación de ciclo de carga, la deformación elástica medida fue excesiva y no fue indicativa de la respuesta actual elástica dinámica del material.

Monismith et al. (1994) observaron el gran efecto que tiene la temperatura de prueba sobre los valores de tiempo de vida por fatiga. En todos los casos estudiados, los valores de vida por fatiga disminuyen con un incremento en la temperatura de prueba.

5.6 Modelos constitutivos para la determinación de la fatiga en el concreto asfáltico

Las características de las mezclas asfálticas usualmente son expresadas como relaciones entre el esfuerzo o deformación inicial y el número de repeticiones para la falla, determinadas mediante el uso de pruebas de flexión repetida, tensión directa o diametral desarrolladas a distintos niveles de esfuerzos o deformaciones. El comportamiento por

fatiga de una mezcla específica puede ser caracterizada por la pendiente y nivel relativo de los esfuerzos o deformaciones contra el número de aplicaciones de carga necesarios para la falla y puede ser definido por una relación de la siguiente manera (Monismith et al. 1985):

$$N_f = a \left(\frac{1}{\varepsilon_0} \right)^b \left(\frac{1}{S_0} \right)^c \quad \text{Ecuación 5-24}$$

donde:

N_f = Vida de diseño por fatiga

ε_0 = Deformación a la tensión

S_0 = Rigidez inicial de la mezcla

a, b, c = Coeficientes determinados experimentalmente

Basados en información de pruebas de laboratorio en la forma de la Ecuación 6-24, varios modelos han sido propuestos para predecir las vidas de diseño por fatiga de pavimentos (Finn et al., 1977; Shell, 1978; Asphalt Institute, 1981). Para desarrollar estos modelos, los resultados de laboratorio han sido calibrados mediante la aplicación de factores basados en observaciones de campo para proveer estimaciones razonables del ciclo de vida en servicio de un pavimento basado en los límites de la cantidad de grietas debidas a cargas repetidas.

Distintos investigadores (Chomton y Valayer, 1972; van Dijk, 1975; van Dijk y Visser, 1977; van Dijk et al., 1978; Pronk y Hopmann, 1990) han utilizado métodos de energía para predecir el comportamiento por fatiga de mezclas asfálticas. Van Dijk y Visser (1977) sugirieron que el método de energía disipada ofrece resultados de diferentes tipos de pruebas, llevadas a cabo bajo para diferentes condiciones con varios tipos de mezclas asfálticas, siendo descrita por una relación simple de mezcla específica que relaciona el número de ciclos para que ocurra la falla con la energía disipada acumulada. Por lo tanto, tal método podría hacer posible la predicción del comportamiento por fatiga de mezclas en el laboratorio sobre un amplio rango de condiciones para los resultados de unas pocas pruebas simples de fatiga. Tal relación puede ser caracterizada en la siguiente forma:

$$W_N = A(N_f)^z \quad \text{Ecuación 5-25}$$

donde:

N_f = Vida de diseño por fatiga

W_N = Energía disipada acumulada para que ocurra la falla

A, z = Coeficientes determinados experimentalmente

El método fenomenológico de regresión es un método muy común para analizar los materiales de carreteras (Little et al., 1984). La capa superficial es caracterizada por fatiga utilizando la siguiente relación:

$$N_f = K_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{K_2} \quad \text{Ecuación 5-26}$$

donde:

N_f = Número de repeticiones o aplicaciones de carga para que ocurra la falla
 ε_t = Deformación a la tensión inducida
 K_1, K_2 = Constantes de regresión

Esta ecuación describe una línea recta sobre un trazo de ciclos para que ocurra la falla contra la deformación por flexión, donde $\log K_1$ es la intercepción del eje Y (el eje Y ocurre donde $\log K_1 = 0$ ó $K_1 = 1$), $-K_2$ es la pendiente de la línea recta.

El modelo propuesto por Shell (1978) establece la vida por fatiga en función del nivel de deformaciones, contenido de asfalto y rigidez de la mezcla:

$$N_f = \left[\frac{\varepsilon_t}{(0.856V_b + 1.08)S_{mix}^{-0.36}} \right]^{-5} \quad \text{Ecuación 5-27}$$

donde:

N_f = Número de repeticiones o aplicaciones de carga para que ocurra la falla
 ε_t = Deformación a la tensión
 S_{mix} = Rigidez por flexión de la mezcla
 V_b = Contenido de asfalto por volumen

Esta relación fue obtenida de un estudio en el cual las losas de asfalto fueron ensayadas en una máquina de simulación bajo un rodillo, y se concluyó que los patrones de grietas observados eran muy similares a aquellos definidos en la práctica como agrietamiento de "piel de cocodrilo".

El Instituto del Asfalto (1981) propuso un modelo ligeramente diferente para predecir la vida por fatiga del concreto asfáltico, dado por la siguiente ecuación:

$$N_f = S_f * 10^{[4.84(VFB-0.69)]} * 0.004325 * (\varepsilon_t)^{-3.291} (S_{mix})^{-0.845} \quad \text{Ecuación 5-28}$$

donde:

N_f = Vida por fatiga
 S_f = Factor para convertir los resultados de las pruebas de laboratorio a resultados esperados en campo (el factor recomendado es 18.4 para un 10% de área agrietada)
 ε_t = Deformación a la tensión aplicada
 VFB = Porcentaje de vacíos llenos con asfalto
 S_{mix} = Rigidez por flexión de la mezcla (psi)
 $S_{mix} = \frac{\sigma}{\varepsilon} (t, T)$

σ = Nivel de esfuerzo
 ε = Nivel de deformación
 t = Tiempo de carga
 T = Temperatura de prueba

En el proyecto A-003A del programa SHRP, Tayebali (1994) utilizó una relación basada en información sobre el tiempo de vida por fatiga obtenida en laboratorio. Este modelo depende de la deformación y es utilizado para sustituir los análisis:

$$N_f = 2.738 * 10^5 \exp^{0.077VFB} (\varepsilon_0)^{-3.624} (S_0^n)^{-2.720} \quad \text{Ecuación 5-29}$$

donde:

N_f = Vida por fatiga
 ε_0 = Deformación inicial, en in/in
 S_0^n = Pérdida de rigidez inicial, en psi
 VFB = Porcentaje de vacíos llenos con asfalto

Paris (1963) presentó una relación entre la vida por fatiga y la ley de crecimiento de grietas. El número de ciclos de carga puede ser expresado de la siguiente manera:

$$N_f = \int_{C_0}^{C_1} \frac{da}{A(\Delta K)^n} \quad \text{Ecuación 5-30}$$

donde:

N_f = Número de ciclos de carga
 C_0 = Longitud inicial de la grieta
 C_1 = Longitud final de la grieta
 A, n = Parámetros de fractura
 ΔK = Diferencia del factor de intensidad de los esfuerzos que ocurren en el extremo de la grieta durante el paso de la carga

Además de los parámetros de fractura, el factor de intensidad de los esfuerzos causado por las condiciones de carga y la geometría inicial en el extremo de la grieta, son requeridos para desarrollar ecuaciones que modelen la vida por fatiga del pavimento.

Los métodos para desarrollar modelos empírico-mecanicistas basados en el agrietamiento por fatiga utilizan modelos desarrollados a través de pruebas de laboratorio empleando el ensaye de tipo viga. La información de pruebas de fatiga en laboratorio típicamente se expresa de la siguiente manera:

$$N_f = K_1(e)^{-K_2} (E_{ac})^{-K_3} \quad \text{Ecuación 5-31}$$

donde:

N_f = Número de aplicaciones de carga para que ocurra la falla
 e = Deformación a tensión repetida
 E_{ac} = Módulo dinámico de elasticidad del concreto asfáltico (psi)

K_1, K_2, K_3 = Constantes que dependen de las propiedades del material

Basados en los resultados de extensas pruebas de laboratorio y correlaciones con observaciones de campo, el Instituto del Asfalto (1982) estableció el siguiente modelo para pavimentos asfálticos que relaciona el número de repeticiones de carga para que ocurra la falla (N_f) a la deformación horizontal a tensión (e_t) en la parte superior de la capa de concreto asfáltico:

$$N_f = 18.4 * (10^M) * 0.004325 * (e_t)^{-3.291} (E_{ac})^{-0.854} \quad \text{Ecuación 5-32}$$

donde:

E_{ac} = Módulo dinámico de elasticidad del concreto asfáltico (psi)

$$M = 4.84 * \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0.69 \right)$$

V_v = Porcentaje de volumen de vacíos

V_b = Porcentaje de volumen de asfalto

e_t = Magnitud de la deformación a tensión en la parte superior de la capa de asfalto

K_1, K_2, K_3 = Constantes que dependen de las propiedades del material

5.7 Factores que afectan el módulo de resiliencia en el concreto asfáltico

Existen diversos factores que afectan el módulo de resiliencia del concreto asfáltico. A continuación se muestra un resumen de estos factores:

- Nivel de esfuerzos
- Frecuencia de carga
- Tipo de asfalto
- Contenido de asfalto
- Tipo de agregado
- Contenido de vacíos
- Tipo y contenido de modificadores
- Procedimientos de prueba
- Tipos de prueba
- Temperatura

5.7.1 Nivel de esfuerzos

Monismith et al. (1994) en el reporte denominado SHRP-A-388, referente a la determinación de módulos de resiliencia, analizaron el efecto del nivel de esfuerzos sobre el comportamiento de las mezclas asfálticas. Para esto utilizaron dos métodos de prueba (axial y diametral), dos niveles de esfuerzos (alto y bajo) y tres temperaturas de prueba (0°C, 20°C y 40°C), observaron el comportamiento del módulo de resiliencia. La Tabla 5-16 muestra los resultados obtenidos:

Método de prueba	Nivel de esfuerzos	Módulo de resiliencia promedio, psi		
		0°C	20°C	40°C
Axial	Bajo	2,160,000	698,000	78,600
	Alto	2,160,000	687,000	76,700
Diametral	Bajo	2,950,000	948,000	118,000
	Alto	2,950,000	900,000	106,000

Tabla 5-16 Efecto del nivel de esfuerzos, temperatura y tipo de método empleado sobre el módulo de resiliencia (1 psi = 6.89 kPa)

La Tabla 5-16 muestra que existe muy poca influencia del nivel de esfuerzos sobre el módulo de resiliencia, existiendo sólo ligeras variaciones entre ambos niveles de esfuerzos a medida que la temperatura de prueba se va incrementando. Por su parte, dichos incrementos en la temperatura de prueba reflejan una disminución notoria en los valores de M_R . Por otro lado, se observa que las pruebas diametrales arrojan valores mayores de M_R con respecto a los obtenidos mediante pruebas axiales.

5.7.2 Frecuencia de carga

Almudaiheem y Al-Sugair (1991) analizaron el efecto de la magnitud de la carga sobre el módulo de resiliencia. Mediante pruebas diametrales de módulo de resiliencia encontraron que los valores de M_R son mayores para niveles de carga más bajos.

Monismith et al. (1994) contemplaron en su estudio el efecto de la variación de la frecuencia de carga sobre las mezclas asfálticas. El desarrollo de los estudios fue similar al utilizado para el análisis del nivel de esfuerzos. La Tabla 5-17 muestra los resultados obtenidos:

Método de prueba	Frecuencia de carga	Módulo de resiliencia promedio, psi		
		0°C	20°C	40°C
Axial	Baja	2,150,000	679,000	75,800
	Alta	2,170,000	706,000	79,500
Diametral	Baja	2,930,000	916,000	117,000
	Alta	2,970,000	931,000	107,000

Tabla 5-17 Efecto de la frecuencia de carga, temperatura y tipo de método empleado sobre el módulo de resiliencia (1 psi = 6.89 kPa)

Al igual que en el caso del análisis de los niveles de esfuerzos, la Tabla 5-17 muestra que existe muy poca influencia de la frecuencia de carga sobre el módulo de resiliencia, solamente que en este caso, los valores de M_R tienen un ligero incremento en función del aumento en las frecuencias de carga. Nuevamente, se observa el efecto del tipo de método y temperatura de prueba utilizada sobre el módulo de resiliencia. Los valores de M_R disminuyen con un incremento en la temperatura de prueba y muestran un aumento con la utilización de las pruebas diametrales comparadas con los valores obtenidos mediante pruebas axiales.

5.7.3 Tipo de asfalto

Monismith et al. (1994) utilizaron en su estudio dos tipos de asfaltos para la determinación del módulo de resiliencia M_R . La Tabla 5-18 muestra los resultados obtenidos:

Método de prueba	Tipo de asfalto	Módulo de resiliencia promedio, psi		
		0°C	20°C	40°C
Axial	AAK-1	1,720,000	483,000	79,000
	AAG-1	2,600,000	902,000	76,300
Diametral	AAK-1	2,350,000	612,000	96,700
	AAG-1	3,550,000	1,240,000	127,000

Tabla 5-18 Efecto del tipo de asfalto, temperatura y tipo de método empleado sobre el módulo de resiliencia (1 psi = 6.89 kPa)

En la Tabla 5-18 se observa que los especímenes con temperaturas menores y contenido de asfalto tipo AAK-1 exhiben menores valores de M_R con respecto a los especímenes con contenido de asfalto AAG-1. Para altas temperaturas, los valores de M_R obtenidos con las pruebas axiales son mayores para los especímenes que contienen asfalto AAK-1, mientras que los valores obtenidos con las pruebas diametrales son todavía menores que los especímenes que contienen asfalto AAG-1.

5.7.4 Contenido de asfalto

Almudaiheem y Al-Sugair (1991) analizaron el efecto del contenido de asfalto sobre el módulo de resiliencia. Mediante pruebas diametrales de módulo de resiliencia encontraron que los valores de M_R decrecen con un incremento en el contenido de asfalto.

Monismith et al. (1994) utilizaron dos contenidos de asfalto. Primero, el más bajo (óptimo), que fue determinado con el procedimiento estándar de Hveem. El segundo contenido de asfalto fue fijado 0.6% mayor, correspondiendo aproximadamente al contenido de asfalto óptimo que se obtiene utilizando el procedimiento de diseño del Cuerpo de Ingenieros (método Marshall). Considerando nuevamente los dos métodos (axial y diametral) y tres temperaturas de prueba (0°C, 20°C y 40°C), la Tabla 5-19 muestra los resultados obtenidos:

Método de prueba	Contenido de asfalto	Módulo de resiliencia promedio, psi		
		0°C	20°C	40°C
Axial	Optimo	2,130,000	663,000	78,100
	Alto	2,190,000	722,000	77,200
Diametral	Optimo	3,100,000	1,040,000	123,000
	Alto	2,800,000	804,000	101,000

Tabla 5-19 Efecto del contenido de asfalto, temperatura y tipo de método empleado sobre el módulo de resiliencia (1 psi = 6.89 kPa)

En la Tabla 5-19 se observa de manera general, que aumentan los valores de M_R para contenidos de asfalto altos en relación con los contenidos de asfalto óptimos. Obteniendo de nueva cuenta una disminución del M_R con respecto al incremento de las temperaturas de prueba.

5.7.5 Tipo de agregado

Elliott et al. (1991) condujeron un estudio donde seis mezclas de concreto asfáltico fueron ensayadas para investigar los efectos de la variación en la granulometría de los agregados sobre las propiedades de las mezclas. Utilizaron cinco granulometrías diferentes para cada mezcla (mezcla de trabajo, fina, granular, granular-fina y fina-granular). Los análisis de la información obtenida revelaron que las variaciones en las granulometrías fina-granular y granular-fina tienen el mayor impacto sobre las propiedades de las mezclas pero que ninguna de las variaciones tiene un efecto significativo sobre el módulo de resiliencia. Los análisis de toda la información indicaron efectos significativos atribuibles al tipo de agregado y tipo de mezcla, pero ningún efecto causado por la granulometría. En general, dentro del rango utilizado en este estudio, la variación de la granulometría parece tener un pequeño efecto sobre el módulo de resiliencia de la mezcla.

Monismith et al. (1994) analizaron dos diferentes tipos de agregados para la obtención de los valores de M_R . La Tabla 5-20 muestra los resultados obtenidos:

Método de prueba	Tipo de agregado	Módulo de resiliencia promedio, psi		
		0°C	20°C	40°C
Axial	Granito	2,190,000	757,000	85,300
	Pedernal	2,130,000	628,000	70,000
Diametral	Granito	3,130,000	883,000	104,000
	Pedernal	2,770,000	964,000	120,000

Tabla 5-20 Efecto del tipo de agregado, temperatura y tipo de método empleado sobre el módulo de resiliencia (1 psi = 6.89 kPa)

En la Tabla 5-20, se observa de manera general, que el granito presenta valores mayores de M_R con relación a los obtenidos para el pedernal. Nuevamente se obtiene una disminución del M_R con respecto al incremento en las temperaturas de prueba.

Abdulshafi et al. (1999) realizaron un estudio con el fin de observar el comportamiento de diferentes tipos de agregados utilizados en la elaboración de mezclas asfálticas. Este estudio consistió de 10 mezclas de concreto asfáltico, con 5 diferentes granulometrías para dos tipos de agregados: grava natural (redondeada) y caliza triturada (angular). Las 5 granulometrías (tamaño máximo del agregado nominal, 2.5 cm) fueron: fina, media, granular, modificada (tipo 2) y de límite superior. Los resultados indicaron que las granulometrías granulares lograron los valores más bajos de MR para ambos tipos de agregados. La graduación en el límite superior de la curva granulométrica logró valores altos para ambos tipos de agregados. Para la granulometría media, los valores altos de MR para las mezclas con gravas se consideraron anormales, porque esta fue la única granulometría de las cinco para la cual existió una gran disparidad entre las mezclas de caliza y gravas naturales. Los valores de MR para mezclas con agregados grandes oscilaron entre 3280 y 5140 MPa. Este rango es considerablemente mayor que el rango de 2070 a 3450 MPa, que debería ser esperado para mezclas asfálticas convencionales.

5.7.6 Contenido de vacíos

Monismith et al. (1994) emplearon dos niveles de esfuerzos de compactación para generar contenidos de vacíos del 4 y 8%. La Tabla 5-21 muestra los resultados obtenidos:

Método de prueba	Contenido de vacíos	Módulo de resiliencia promedio, psi		
		0°C	20°C	40°C
Axial	Bajo	2,570,000	876,000	102,000
	Alto	1,750,000	509,000	52,900
Diametral	Bajo	3,360,000	1,060,000	138,000
	Alto	2,530,000	786,000	85,700

Tabla 5-21 Efecto del contenido de vacíos, temperatura y tipo de método empleado sobre el módulo de resiliencia (1 psi = 6.89 kPa)

En la Tabla 5-21 se observa de manera general, una disminución considerable en los valores de M_R con respecto al aumento en el contenido de vacíos de la mezcla analizada. Nuevamente se obtiene una disminución del M_R con respecto al incremento en las temperaturas de prueba.

5.7.7 Tipo y contenido de modificadores

Jiménez (1962) mostró que los módulos de resiliencia de mezclas asfálticas con caucho están cerca del 75% del valor para mezclas convencionales. Además, estudió el efecto de una adición extra del 2% de caucho fino reciclado para tres mezclas asfálticas con contenidos de caucho de 2.5, 3 y 3.5%. Los valores de M_R se incrementaron en las tres mezclas cuando se adicionó el 2% extra de caucho. El mayor mejoramiento ocurrió para un contenido del 2.5% de caucho reciclado, el cual mostró un incremento de cerca del 60%.

Vallerga et al. (1980) mostraron que los valores de M_R para mezclas asfálticas modificadas con caucho son más bajos que los obtenidos para mezclas convencionales pero sólo para temperaturas bajas (debajo de 75°F). Para temperaturas mayores, los valores de M_R las mezclas modificadas son mayores que los obtenidos para mezclas convencionales. Además, encontraron que las mezclas modificadas con caucho fino reciclado presentan valores mayores de M_R que para mezclas modificadas cauchos granulares.

Zhou et al. (1989) consideraron en su estudio la utilización de tres modificadores para observar el comportamiento del módulo de resiliencia en mezclas asfálticas. Al igual que en el análisis de fatiga, los modificadores empleados fueron: Styrelf, AC-20R y CA(P)-1. Estos asfaltos modificados fueron comparados con un asfalto convencional AC-20.

Las pruebas de módulo de resiliencia fueron realizadas en corazones obtenidos en el lugar, siguiendo el procedimiento de prueba ASTM D4123. Los resultados de las pruebas indicaron que las mezclas con AC-20R tenían valores de M_R más bajos; las mezclas con AC-20 y CA (P)-1 tenían valores de M_R similares; mientras que las mezclas con Styrelf tenían valores de M_R entre los obtenidos para las mezclas AC-20 y AC-20 R.

Maupin Jr. (1990) realizó investigaciones para analizar el efecto de la adición de caucho utilizado como un agregado en mezclas de concreto asfáltico. Para la realización de su estudio utilizó dos tipos de caucho (granular y fino). Los resultados mostraron que parece existir un contenido óptimo de caucho en el cual existe un valor máximo de módulo de resiliencia (entre el 5 y 10%), iniciando a decrecer a partir de ese momento. Este efecto es

más evidente cuando se utiliza caucho fino. La magnitud de M_R para el caucho granular parece incrementarse mientras se disminuye el contenido de caucho.

Kamel y Miller (1994) realizaron un estudio donde observaron el efecto de los modificadores sobre el módulo de resiliencia para mezclas asfálticas. Utilizaron dos tipos de asfaltos: uno convencional y otro modificado mediante un proceso de refinamiento sin el uso de polímeros, denominado premium. Además, se consideraron tres temperaturas de prueba: 5, 25 y 40°C. La Tabla 5-22 muestra los resultados obtenidos:

Temperatura (°C)	Módulo de resiliencia (MPa)	
	Asfalto convencional	Asfalto premium
5	4.72	4.13
25	1.86	1.78
40	0.61	0.75

Tabla 5-22 Resultados de las pruebas de modulo de resiliencia en pavimentos

Los resultados de la Tabla 5-22 muestran la susceptibilidad a la temperatura que presentan los asfaltos modificados. Se obtuvieron mejoras en los valores de M_R para temperaturas altas y bajas en los asfaltos tipo premium. El módulo de las mezclas de pavimentos a 5°C fue 15% menor y a 40°C fue 25% mayor para el asfalto premium comparado con el asfalto convencional. Estos resultados confirman el comportamiento superior de los pavimentos a las roderas y el comportamiento mejorado a bajas temperaturas observado en los pavimentos con asfalto tipo premium.

Rebala y Estakhri (1995) realizaron una evaluación de mezclas asfálticas con caucho utilizando el método de diseño de mezclas del Departamento de Transporte de Texas. Desarrollaron pruebas diametrales a tres temperaturas: 5, 25 y 40°C. La adición del caucho en las mezclas causó un decremento en los valores de M_R para las distintas temperaturas de prueba comparados con los valores obtenidos para mezclas convencionales.

Ali et al. (1995) llevaron a cabo un estudio para determinar la factibilidad del empleo de material de desecho de las construcciones sobre el comportamiento de pavimentos de concreto asfáltico. Se utilizaron tres mezclas con contenido de material de desecho del 0.15 y 0.25%, tres niveles de temperatura (0, 20 y 40°C) y dos frecuencias de carga (1 y 0.33 Hz). Los resultados obtenidos indican que la adición del material de desecho incrementa la rigidez de las mezclas. Este resultado es consistente con investigaciones previas conducidas sobre mezclas asfálticas, las cuales indican que el módulo de resiliencia refleja la rigidez del cementante utilizado. Por otra parte, los valores de M_R decrecieron con un incremento en las temperaturas de prueba.

Park et al. (1996) realizaron una evaluación sobre la viabilidad de la utilización de carbón negro como aditivo en mezclas asfálticas. Se realizaron pruebas diametrales de tensión indirecta para conocer los valores de M_R . Utilizaron además, dos tipos de asfaltos (AC-10 y AC-20), cuatro contenidos de carbón negro (5, 10, 15 y 20%) y dos temperaturas de prueba (5 y 25°C). Los resultados obtenidos indican que los valores de M_R están afectados por la temperatura y el contenido de asfalto. Aunque la inclusión de carbón negro en las mezclas asfálticas AC-10 tiende a incrementar los valores de M_R para temperaturas altas y bajas, su inclusión en las mezclas con asfalto AC-20 muestra menor mejoramiento para temperaturas bajas.

Khattak y Baladi (1998, 2001) desarrollaron un programa de investigación, patrocinado por el Departamento de Transporte de Michigan, diseñado para evaluar el efecto de la modificación mediante el uso de polímeros sobre las propiedades de las mezclas asfálticas. Utilizaron dos tipos de asfaltos (AC-5 y AC-10), dos tipos de polímeros (estireno-butadieno-estireno, SBS y estireno-etileno-butileno-estireno, SEBS) y tres temperaturas de prueba (-5, 25 y 60°C). Los resultados obtenidos concluyeron, de manera general, que los asfaltos modificados con polímeros exhiben valores de MR mayores comparados con los asfaltos convencionales.

5.7.8 Procedimientos de prueba

Wahhab y Khan (1991) realizaron una evaluación de los procedimientos de diseño de mezclas Marshall y Hveem. La evaluación incluyó tres tareas interconectadas. La primera fue la colección del material y el diseño de las mezclas utilizando el método de diseño Marshall (ASTM D1159) y el método de Hveem (ASTM D1560 y ASTM D1561). La segunda tarea consistió en las pruebas de laboratorio (módulos de resiliencia, ruptura por tensión, fluencia estática) y evaluación de las mismas. Y la tercera tarea involucró el análisis de la información, así como la elaboración de conclusiones y recomendaciones.

Los resultados obtenidos indican que los valores de módulo de resiliencia para contenidos óptimos de asfalto obtenidos mediante Hveem son consistentemente mayores que los valores de M_R obtenidos con las pruebas Marshall. El módulo mayor para las mezclas obtenidas mediante el método Marshall puede ser considerado favorable porque las mezclas pueden ser menos susceptibles a los agrietamientos y a las deformaciones permanentes.

5.7.9 Tipos de prueba

Como parte del proyecto A-003A, Tayebali et al. (1995) realizaron una comparación entre los métodos de prueba axiales y diametrales para la determinación del módulo de resiliencia en mezclas asfálticas. Los resultados de este estudio indicaron que ambos tipos de pruebas son sensibles a la mezcla y a las variables involucradas en dichas pruebas (tipo de asfalto, tipo de agregado, contenido de vacíos, temperatura, etc.). Además, encontraron que, utilizando las pruebas diametrales, se obtienen valores promedio de M_R mayores aproximadamente entre un 35 y 45% comparados con los valores obtenidos mediante las pruebas axiales.

5.7.10 Temperatura

Cochran y Furber (1989) indicaron que el módulo de resiliencia depende grandemente de la temperatura a la cual se ensayan los especímenes de mezclas asfálticas. Ellos observaron que con un incremento en la temperatura se genera un decremento notable en los valores de M_R .

Boudreau et al. (1992) realizaron un estudio paramétrico con el fin de observar, entre otras cosas, el efecto de la temperatura y la duración de la carga en las mezclas asfálticas. Utilizaron dos mezclas asfálticas en caliente compactadas con dos niveles diferentes de contenido de vacíos (4 y 10%), obtenidos mediante la utilización del método

Marshall de compactación. Empleando ensayos diametrales de carga repetida, se consideró una duración de carga de 0.1 a 0.4 segundos; un nivel de esfuerzos inducido de 10 a 50% de la resistencia a la tensión; tres temperaturas de prueba (41, 77 y 104°F) y tres frecuencias de carga (0.33, 0.5 y 1 Hz). Los resultados mostraron que los valores de M_R decrecen con el incremento en la temperatura y duración de la carga.

Mohammad y Paul (1993) muestran en su estudio realizado mediante pruebas de tensión indirecta sobre mezclas asfálticas, el efecto de la temperatura sobre el módulo de resiliencia. Encontraron que los valores de M_R disminuyen a medida que se incrementa la temperatura, independientemente del valor que se considere para dichas temperaturas de prueba.

Monismith et al.(1994) observaron el gran efecto que tiene la temperatura de prueba sobre los valores de M_R . Este punto ha sido mencionado en el análisis de resultados mostrados en los puntos anteriores. Los valores de M_R disminuyen con un incremento en la temperatura de prueba. Al aumentar la temperatura de 0 a 20°C, se tiene un decremento del 60 al 70% en los valores de M_R y alrededor del 90% de disminución de los valores de M_R cuando se varía la temperatura de prueba de 20 a 40°C.

5.8 Determinación del módulo de resiliencia para el concreto asfáltico

El módulo de resiliencia (en lb/plg²) es calculado de acuerdo con la siguiente formula:

$$M_R = \frac{P(\nu + 0.2734)}{\Delta t} \quad \text{Ecuación 5-33}$$

donde:

P = Carga en libras

ν = Relación de Poisson del asfalto = 0.35

Δ = Cambio en el diámetro, o deformación (pulgadas x 10⁻⁶)

t = Altura de la probeta (pulgadas)

Little et al. (1987) desarrollaron la siguiente ecuación para la determinación del módulo de resiliencia en mezclas asfálticas:

$$M_R = \frac{(0.253680 * H + 3.9702876 * V - 0.0142874 * A)}{D} \quad \text{Ecuación 5-34}$$

donde:

$$D = 1.105791(H^2 + V^2 + A^2) - (H - 0.0627461 * V + 0.319145 * A^2)$$

$$H = D_H \left(\frac{L}{P} \right)$$

$$V = D_V \left(\frac{L}{P} \right)$$

$$A = \frac{D_L}{P}$$

M_R = Módulo de resiliencia

D_H = Deformación horizontal resiliente o total del espécimen a lo largo del diámetro horizontal (pulgadas)

D_V = Deformación vertical resiliente o total del espécimen a lo largo del diámetro vertical (pulgadas)

D_L = Deformación longitudinal resiliente o total del espécimen a lo largo del eje longitudinal (espesor) del espécimen (pulgadas)

P = Magnitud de la carga cíclica aplicada (libras)

L = Espesor de la probeta (pulgadas)

Buttler y Roque (1994) desarrollaron una relación para utilizarse en las pruebas de tensión indirecta empleadas en el sistema Superpave. El desarrollo de dicha relación requiere la fabricación de tres especímenes de prueba. La ecuación para el módulo de resiliencia (M_R) puede ser escrita de la siguiente manera:

$$M_R = \frac{GL * P_{AVG}}{\Delta H_{TRIM} * D_{AVG} * t_{AVG} * C_{CMPL}} \quad \text{Ecuación 5-35}$$

donde:

GL = Longitud del medidor

P_{AVG} = Carga cíclica promedio de los tres especímenes

ΔH_{TRIM} = Deformación horizontal resiliente cortada media

ΔV_{TRIM} = Deformación vertical resiliente cortada media

T_{AVG} = Espesor promedio de los tres especímenes

D_{AVG} = Diámetro promedio de los tres especímenes

$$C_{CMPL} = 0.6354 \left(\frac{\Delta H_{TRIM}}{\Delta V_{TRIM}} \right)^{-1} - 0.332$$

$$0.704 - 0.21311 \left(\frac{T_{AVG}}{D_{AVG}} \right) \leq C_{CMPL} \leq 1.566 - 0.195 \left(\frac{T_{AVG}}{D_{AVG}} \right)$$

6. Fatiga del concreto hidráulico

6.1 Introducción

El modelo conceptual generalmente aceptado para pavimentos de concreto es una losa apoyada sobre una cama de resortes de constante elástica k , mismos que están apoyados sobre un material rígido e indeformable, por lo que, con el objeto de contar con una idealización estructural para este modelo, se deberán contemplar las diferentes capas y los materiales que las constituyen (Jofre y Kraemer, 1984). La constante k representa la rigidez del material en que se apoya la losa.

La función que desempeña cada uno de los elementos estructurales de un pavimento de concreto deben estar en completa armonía para cumplir con el objetivo que cada capa tiene, que es la de resistir los efectos del tránsito, intemperismo, durabilidad, factores climáticos, deformaciones, agrietamientos, etc., es por eso que la losa es el elemento principal. La subbase tiene la función primordial de proveer un soporte uniforme, estable y permanente a la losa de concreto durante su construcción y vida útil; asimismo, incrementa la capacidad de carga del terreno de cimentación al aumentar la rigidez de la estructura, esto hace que se impida la migración de finos del terreno de cimentación hacia la superficie de la losa a través de grietas o por medio de las juntas. En sí el terreno de cimentación sirve como superficie de desplante para toda la estructura del pavimento.

Las funciones que el pavimento de concreto en conjunto experimenta son las siguientes (Jofre y Kraemer, 1984):

- a. Proporcionar una superficie de rodamiento segura, cómoda y de características permanentes bajo las cargas repetidas del tránsito a lo largo de un período de tiempo suficientemente largo (período de proyecto), durante el cual sólo deben ser necesarias acciones de conservación esporádicas, locales y con un costo relativamente bajo.
- b. Resistir las solicitaciones del tránsito previsto durante el período de proyecto y repartir las presiones verticales ejercidas por las cargas, de tal forma que a las terracerías sólo llegue una pequeña fracción de aquellas, compatible con su capacidad de soporte. Las deformaciones recuperables (elásticas ó resilientes) que se produzcan tanto en la subrasante como en las diferentes capas del pavimento deberán ser admisibles, considerando la repetición de cargas y la resistencia a la fatiga de los materiales y de la losa de concreto.
- c. Proteger las terracerías de la intemperie y, en particular, de las precipitaciones, con sus efectos en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En climas fríos el pavimento de concreto constituye además una protección contra los efectos de la helada y deshielo.

Los pavimentos deben poseer ciertas características funcionales que corresponden prácticamente a las de la superficie de rodamiento y que afectan especialmente a los usuarios. Por otra parte, han de tener también unas características estructurales que son de mayor importancia para los técnicos encargados de la conservación de los pavimentos

y de la explotación de las carreteras. Entre las características funcionales o superficiales pueden mencionarse:

- La resistencia al deslizamiento obtenida a través de una adecuada textura superficial, adaptada a las velocidades previstas de circulación y cuya influencia en la seguridad vial es decisiva.
- La regularidad superficial del pavimento de concreto, tanto transversal como longitudinal, que afecta a la comodidad de los usuarios en mayor o menor medida en función de las longitudes de onda de las deformaciones y de la velocidad de circulación.
- El ruido en la superficie de rodamiento, tanto en el exterior (entorno) como en el interior de los vehículos (usuarios).
- Las propiedades de reflexión luminosa, tan importantes para la conducción nocturna y para el diseño adecuado de las instalaciones de iluminación.
- El desagüe superficial rápido para limitar el espesor de la película de agua, salpicaduras, etc.

Por otra parte las características estructurales están íntimamente relacionadas con las de los materiales empleados en las capas del pavimento, muy particularmente las propiedades mecánicas que tienen una relación con los espesores de las capas. La diferente deformabilidad de las mismas da lugar a discontinuidades de tensiones y/o deformaciones recuperables (elásticas o resilientes) en los planos de contacto, por lo que el diseño de cualquier capa ha de armonizarse con el de las restantes con el fin de lograr un buen comportamiento estructural en conjunto.

Un análisis de las deformaciones de los materiales sometidos a carga cíclica da una idea de los efectos que estas cargas representan. Si se conocen las leyes de fatiga de los materiales es posible estimar el número de aplicaciones (repeticiones) de carga que pueden soportar las distintas capas o su durabilidad y por lo tanto, la del pavimento.

6.2 Tipos de pavimentos de concreto hidráulico

Los pavimentos de concreto pueden ser clasificados en 4 tipos: pavimentos de concreto con juntas planas, pavimentos de concreto con juntas reforzadas, pavimentos de concreto con refuerzo continuo y pavimentos de concreto pretensado, como se muestra en la Figura 6.1 (Huang, 1993).

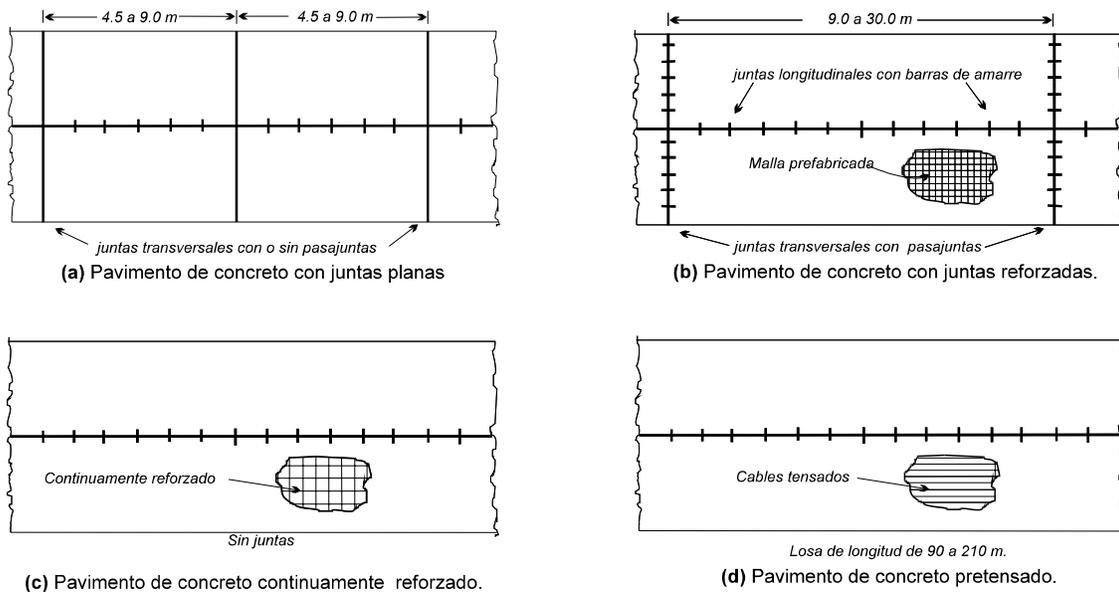


Figura 6-1 Tipos de pavimentos de concreto hidráulico

6.2.1 Pavimentos de concreto con juntas planas

La mayoría de los pavimentos de concreto suelen ser construidos con juntas de contracción espaciadas estrechamente. El material de sello se encuentra trabado con el agregado y de esta manera puede ser usado para transferir carga a través de la junta. La utilización del material de sellado de juntas depende del amarre que tenga con el agregado, también influye de manera importante el clima en la trabazón con el tipo de agregado y por propia experiencia el espaciamiento entre las juntas que normalmente suele usarse entre 4.5 y 9.0 m. Sin embargo, cuando el espaciamiento entre las juntas se incrementa, el amarre del agregado decrece y se incrementa también el riesgo a la fractura. Basados en los resultados del desempeño examinado, Nussbaum y Lokken (1978) recomendaron que el espaciamiento mínimo entre las juntas debe ser de 6 m para clavijas ancladas y 4.5 m para las no ancladas.

6.2.2 Pavimentos de concreto con juntas reforzadas

El acero para refuerzo en la forma de alambre de malla o barras no incrementa la capacidad estructural del pavimento pero sí permite que el espaciamiento entre las juntas sea más largo, este espaciamiento varía a lo largo del panel alrededor de los 9 a los 30 m en estos casos los pasadores son requeridos para transferir la carga a través de las juntas.

La cantidad de acero distribuido se incrementa en los pavimentos de concreto con refuerzo debido al incremento del espaciamiento de las juntas. Sin embargo, el número de juntas y pasadores decrece en el costo con el incremento en el espaciamiento de las

juntas. Basados en el costo unitario de aserrado, malla, pasadores y sello de juntas, Nussbaun y Lokken (1978) encontraron que el espaciamiento más económico para las juntas fue casi de 12.2 m (40 ft). Los costos de mantenimiento generalmente se incrementan con el aumento en el espaciamiento de las juntas. La selección de 12.2 m (40 ft) como el máximo espaciamiento de juntas puede ofrecer una garantía.

6.2.3 Pavimentos de concreto reforzado

Muchas son las ventajas que ofrece el uso de juntas libres en el diseño de pavimentos de concreto reforzado, las cuales ya han sido aceptadas por muchos países en donde se ha usado el concreto reforzado en carriles múltiples con recorridos que van desde unos cuantos kilómetros hasta miles de ellos, se han resanado originalmente esas juntas que se encuentran en un sitio débil en los pavimentos de concreto y esta eliminación de juntas puede decrecer en relación con el espesor del pavimento requerido. Esto ha dado como resultado que los espesores en los pavimentos de concreto reforzado hayan sido reducidos empíricamente de 2.5 cm a 5.0 cm (1 a 2 plg) o arbitrariamente tomando el 70 u 80 % del espesor de un pavimento convencional.

La formación de grietas transversales en intervalos relativamente cortos es una característica distintiva de los pavimentos de concreto reforzado. Estas grietas son estrechamente apretadas por el refuerzo, y es o no concerniente a la longitud de éstas si son uniformemente espaciadas. Los deterioros que ocurren muy frecuentemente en los pavimentos de concreto reforzado son por el golpeteo en el borde del pavimento. Este tipo de deterioro tienen lugar entre dos casuales grietas transversales en paralelo o en la intersección de grietas en Y. Estas fallas que ocurren en el bordo del pavimento generalmente se presentan en la junta, esto no es una razón para no usar un pavimento de concreto reforzado continuamente nada mas porque sea delgado. En 1986, la guía de diseño AASHTO sugirió el uso de la misma ecuación o los mismos nomogramas para la determinación de los espesores de pavimentos de concreto con juntas reforzadas y pavimentos de concreto reforzado. Sin embargo, se recomendó que los coeficientes de transferencia de carga sean más pequeños que los de los pavimentos de concreto con juntas planas ó pavimentos de concreto con juntas reforzadas, los cuales pueden tener resultados en espesores delgados de pavimentos de concreto reforzado. La cantidad de acero longitudinal de refuerzo puede ser diseñada para controlar el espaciamiento y ancho de las fracturas y el esfuerzo máximo en el acero.

6.2.4 Pavimentos de concreto pretensado

Como es sabido el concreto es débil cuando es sometido a esfuerzos de tensión pero muy resistente a los esfuerzos de compresión. Los espesores requeridos para el diseño de los pavimentos son gobernados por los módulos de ruptura los cuales varían con los esfuerzos de tensión del concreto. La preaplicación de un esfuerzo de compresión en el concreto reduce grandemente los esfuerzos de tensión causados por las cargas del tránsito y disminuye así el espesor requerido del concreto. Los pavimentos de concreto pretensado tienen baja probabilidad de fracturamiento y pocas juntas transversales y por lo tanto los resultados en el mantenimiento son bajos a lo largo de la vida útil del pavimento (IMCYC, 1994).

Muchos de los proyectos llevados a cabo se diseñaron con las siguientes características:

1. La longitud de las losas varían de 91 a 232 m (300 a 760 ft).
2. El espesor de la losa fue de 15.2 cm (6 plg).
3. El método del poste de tensión con siete filamentos de alambre de acero. Este método del poste tensado fue utilizado, los esfuerzos de compresión fueron impuestos después del concreto, obteniendo la suficiente ganancia para soportar las fuerzas aplicadas.
4. El pretensado longitudinal varía de 1.4 a 2.3 MPa (200 a 331 psi) y no se utilizó pretensado transversal o diagonal.

Este tipo de pavimento pretensado ha sido utilizado más frecuentemente para pavimentos en aeropuertos que en carreteras porque existe una excepción: los espesores en pavimentos para aeropuertos son más grandes que para pavimentos en carreteras. Los espesores para pavimentos de concreto pretensado en carreteras son generalmente seleccionados como el mínimo necesario para cubrir el pretensado de acero (Hanna et al., 1976).

6.3 Criterios de falla de un pavimento de concreto hidráulico

El fracturamiento por fatiga es extenso y suele ser considerado como el mayor o único criterio para el diseño de pavimentos de concreto, recientemente sólo se han considerado bombeo y erosión, otro criterio para tomarse en consideración incluye la sustentación y deterioro en las juntas del pavimento de concreto y las juntas reforzadas así como la socavación por corte en el concreto reforzado.

6.3.1 Fracturamiento por fatiga

El fracturamiento por fatiga es causado probablemente por los esfuerzos que se inducen en el borde y en la mitad de la losa. El número permisible de repeticiones de carga para causar el fracturamiento por fatiga depende de la relación de esfuerzos entre el esfuerzo a la flexo-tensión y el módulo de ruptura del concreto. Ya que el diseño se basa en el borde cargado de la losa y sólo una pequeña porción de las cargas del tránsito son aplicadas al borde del pavimento, el número total de repeticiones de carga debe ser reducido a un mínimo equivalente de bordes cargados, de tal manera que ese mismo deterioro por fatiga sea obtenido. Esta aproximación es diferente para el análisis por fatiga en pavimentos flexibles donde el factor cambia y es usado como ajuste del número de repeticiones de carga.

6.3.2 Bombeo ó erosión

Aunque la deformación permanente no es considerada en el diseño de pavimentos de concreto, la deformación resiliente bajo cargas por rueda repetida induce al bombeo en las losas de concreto. Consecuentemente la deflexión en las esquinas ha sido usada en las últimas versiones del método de la PCA (1984), como un criterio de erosión dentro de

la adición de los criterios de fatiga. La aplicabilidad del método de la PCA es bastante limitado porque está basado en los resultados de la prueba de caminos AASHTO, la cual fue empleada para una subbase altamente erosionable. Es necesario el análisis racional del fenómeno de bombeo dado que éste es causado por muchos otros factores, tales como el tipo de subbase y subrasante, la precipitación y el drenaje.

6.3.3 Otros criterios

Otros tipos de deterioros mayores en los pavimentos de concreto incluyen la falta de transferencia de carga y deterioro en las juntas. Estos deterioros son difíciles de analizar mecánicamente y un gran esfuerzo ha sido llevado a cabo recientemente desarrollando un modelo de regresión para predecirlos. Este modelo empírico sólo es aplicable bajo condiciones a las cuales el modelo fue derivado. A menos que una base de datos contenga un número suficiente de secciones de pavimento con características diferentes de diseño disponibles ampliamente, la utilidad de estos modelos en la práctica puede ser limitada debido a la gran cantidad de errores involucrados.

6.4 Dispositivos experimentales usuales

6.4.1 Prueba utilizada para la caracterización de la fatiga en el concreto hidráulico

6.4.1.1 Prueba de resistencia a la ruptura por flexión

El módulo de ruptura (M_R) del concreto, también conocido como *resistencia a la flexión*, es un indicador de la resistencia a la tensión y puede ser definido como el esfuerzo máximo a tensión para que ocurra la ruptura durante un ensaye de flexión de una viga de concreto simplemente apoyada. El M_R tiene un profundo efecto sobre el potencial de agrietamiento por fatiga de las losas de concreto para cualquier magnitud dada de esfuerzo repetido a la flexión o tensión. El procedimiento de prueba recomendado para obtener el M_R es el *método de prueba estándar para la resistencia a la flexión del concreto ASTM C78 (utilizando la viga simple y carga al tercio medio)*.

La Figura 6-2 muestra un diagrama de la prueba a la flexión del concreto utilizando el método de carga en el tercio medio (ASTM, 1997). Para la realización de esta prueba se utiliza una viga con una sección transversal de 7.6 cm y 38 cm de largo, la cual se somete a repeticiones de carga flexionante. La carga normalmente se aplica a los tercios medios de la probeta, a una velocidad de 1 a 2 cargas por segundo y una duración de 0.1 seg.

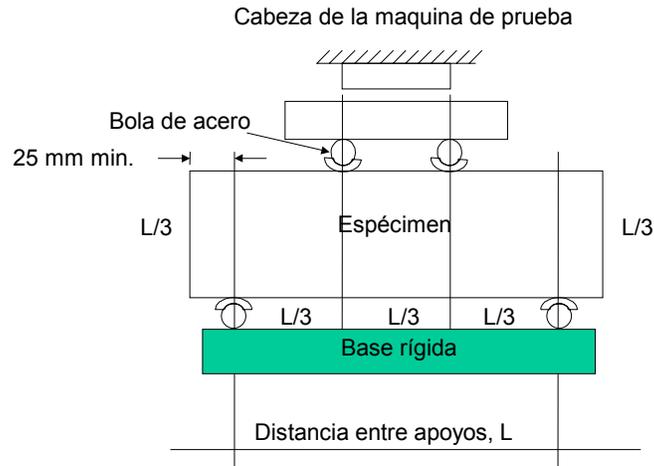


Figura 6-2 Diagrama de prueba de flexión del concreto utilizando el método de carga en el tercio medio (ASTM C-78)

Para el espécimen de prueba de concreto ensayado como se muestra en la Figura 6-2, la resistencia máxima a la flexión (módulo de ruptura) se calcula con la fórmula para la flexión de la viga simple con carga en el tercio medio (Mindess y Young, 1981):

$$R = \frac{PL}{bd^2} \quad \text{Ecuación 6-1}$$

donde:

R = Resistencia a la flexión, MPa
 P = Carga máxima aplicada, MPa
 L = Distancia entre los apoyos del espécimen, mm
 b = Ancho del espécimen, mm
 d = Altura del espécimen, mm

La Ecuación 6-1 sólo se ocupa cuando el espécimen se rompe entre los dos puntos interiores de carga (tercio medio de la viga). Si la viga falla fuera de estos puntos por no más de 5% de la distancia entre los apoyos (L), la ecuación se reemplaza por (Mindess y Young, 1981):

$$R = \frac{3Pa}{bd^2} \quad \text{Ecuación 6-2}$$

donde:

a = Distancia promedio entre el punto de fractura y el apoyo más cercano

Si la falla ocurre más cerca de los apoyos, los resultados deben ser desechados. Aunque el concreto tiene una relación esfuerzo-deformación no lineal, la Ecuación 6-1 asume una relación lineal. El estado esfuerzo-deformación lineal asumido es verdadero para el tercio medio del espécimen de la prueba. Sin embargo, la diferencia entre el esfuerzo actual y el

asumido se incrementa exponencialmente para esfuerzos medidos fuera del tercio medio del espécimen y alrededor de los extremos de los apoyos. Los especímenes que se fracturan fuera del tercio medio de la viga producirán, por lo tanto, resultados erróneos en las pruebas.

6.4.1.2 Prueba de resistencia a la ruptura por tensión

La prueba de ruptura por tensión es llevada a cabo sobre un cilindro estándar ensayado sobre su costado en compresión diametral como se muestra en la Figura 6-3, utilizando el procedimiento de prueba ASTM C-496 (ASTM, 1997). Una carga es aplicada al espécimen con un índice de 690 a 1380 kPa/min hasta que falla el espécimen. El elemento de concreto sobre el diámetro vertical está sujeto a esfuerzos de compresión vertical y de tensión horizontal. El esfuerzo de tensión horizontal para que ocurra la falla, el cual es la resistencia a la tensión, se calcula de la siguiente manera:

$$f_t = \frac{2P}{\pi LD} \quad \text{Ecuación 6-3}$$

donde:

- f_t = Resistencia a la tensión, kPa
- P = Carga aplicada a compresión, N
- L = Longitud del cilindro, mm
- D = Diámetro del cilindro, mm

La resistencia a la tensión medida en pruebas de ruptura a la tensión tiende a ser menor que aquella medida en la resistencia a la flexión- carga en el tercer punto. La relación entre las dos oscila típicamente de 0.6 a 0.7.

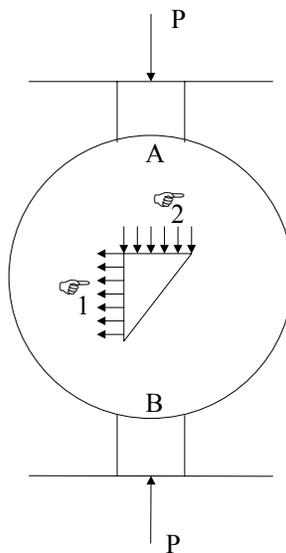


Figura 6-3 Prueba de resistencia a la ruptura por tensión mostrando el cilindro ensayado sobre su costado en compresión diametral

6.4.2 Prueba utilizada para la determinación del módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad o módulo de Young (**E**) de cualquier material es una medida del comportamiento esfuerzo-deformación del material. En el análisis mecanicista de pavimentos, el módulo de elasticidad del concreto tiene un fuerte efecto sobre la deflexión del pavimento y los esfuerzos en toda la estructura de pavimento.

El procedimiento recomendado para obtener **E**, según la ASTM es *el módulo de elasticidad estático y relación de Poisson del concreto en compresión (ASTM C469-94)*. La prueba provee un valor de la relación esfuerzo-deformación una relación de la deformación lateral a longitudinal para concretos endurecidos para todas las edades y para todas las condiciones de curado. Los valores de E obtenidos de esta prueba son usualmente menores que los módulos obtenidos de aplicaciones rápidas de carga (condiciones de prueba dinámicas o sísmicas). La razón es aproximadamente de 0.8.

La prueba se desarrolla sobre especímenes cilíndricos moldeados de acuerdo con los requerimientos para especímenes de prueba a compresión según la ASTM C192 o C31 (Figura 6-4). Los módulos obtenidos de esta prueba se refieren al módulo de una cuerda y se calcula de la siguiente manera (Mindess y Young, 1981):

$$E = \frac{(S_2 - S_1)}{(\varepsilon_2 - 0.00005)} \quad \text{Ecuación 6-4}$$

donde:

E = Módulo de elasticidad (modulo de cuerda), MPa

S₂ = Esfuerzo correspondiente a 40% de la carga última, MPa

S₁ = Esfuerzo correspondiente a la deformación longitudinal, ε₁ = 0.00005, MPa

ε₂ = Deformación longitudinal producida por S₂

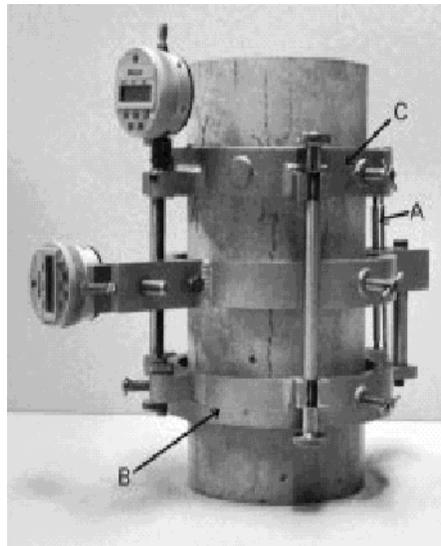


Figura 6-4 Probeta cilíndrica utilizada en el ensaye para la determinación del módulo de elasticidad estático del concreto en compresión

6.5 Conversión de información de resistencia a la compresión del concreto en módulo de ruptura y módulo de elasticidad

A menudo no es conveniente para agencias de carreteras desarrollar pruebas de resistencia a la flexión y pruebas de módulo de elasticidad en probetas de concreto. Estas pruebas pueden ser incómodas, consumidoras de tiempo y caras. En comparación, una prueba de resistencia a la compresión es rápida, conveniente y una medida fácil de la resistencia de materiales cementantes estabilizados y de concreto hidráulico. La resistencia a la compresión medida puede ser utilizada para estimar otras características del material tales como la resistencia a la flexión y el módulo de elasticidad.

6.5.1 Conversión de información de resistencia a la compresión del concreto en resistencia a la flexión

Se han desarrollado diversos modelos que relacionan la resistencia a la flexión con la resistencia a la compresión (Tabla 6-1) (Neville, Price, 1951; Teychenne, 1954; Sozen et al., 1959; Kaplan, 1959). Los modelos observados en la Tabla 6-1 son convenientes para convertir la información de resistencia a la compresión en resistencia a la flexión obtenida para mezclas con componentes e historial de curado similares a las mezclas para las cuales la resistencia a la flexión será determinada. Los factores que deben ser incluidos son:

- Tipo de agregado granular
- Método e historial de curado
- Arrastre de aire o contenido de aire

El modelo de la PCA se usa comúnmente por muchas agencias.

Modelo	Fuente
$\Phi_f = 9.5 (\Phi_c)^{0.5}$ (esfuerzo en psi)	Modelo de la PCA
$\Phi_f = 0.62 (\Phi_c)^{0.5}$ (esfuerzo en MPa)	ACI
$\Phi_f = 8.3 (\Phi_c)^{0.5}$ (esfuerzo en psi)	Teychenne
$\Phi_f = 0.3 (\Phi_c)^{0.66}$ (esfuerzo en MPa)	Comite Europeen du Beton
$\Phi_f = k_2 (\Phi_c)^{k_1}$ (k_2 oscila de 3 a 6, k_1 de 0.3 a 0.8, esfuerzo en psi)	Neville
$\Phi_f = 8.3 / (4 + 12000/\Phi_c)$ (esfuerzo en psi)	Sozen, et al.

Φ_f es la resistencia a la flexión del concreto en MPa o psi y Φ_c es la resistencia a la compresión del concreto en MPa o psi.

Tabla 6-1 Modelos para relacionar la resistencia a la compresión con la flexión

6.5.2 Conversión de información de resistencia a la compresión del concreto en módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad puede ser estimado de la resistencia a la compresión del concreto utilizando los modelos mostrados en la Tabla 6-2 (Mindess y Young 1981). Observe que estas relaciones resultan del módulo secante en vez del módulo de cuerda, determinado según el procedimiento de prueba ASTM C469. La diferencia en el módulo de cuerda y secante elástico es mínima para los niveles de deformaciones encontrados

típicamente en el diseño de pavimentos, como se muestra en la Figura 6-5. Estas relaciones son válidas sólo para mezclas de concreto normal (densidad aproximadamente igual a 2320 kg/m³) y podrían ser inapropiadas para concretos de alto comportamiento u otros especiales. Un análisis muestra que los modelos presentados en la Tabla 6-2 no predicen valores de módulos de elasticidad significativamente diferentes para esfuerzos a la compresión clasificados de 20 a 60 MPa, como se muestra en la Figura 6-6. El modelo ACI se utiliza comúnmente para la estimación del módulo de elasticidad.

Modelo	Fuente
$E_c = 0.043\rho^{3/2}(f_c)^{1/2}$	American Concrete Institute (ACI)
$E_c = 9.1(\rho/2300)(f_c)^{0.33}$	British Standards Institution, (BSI)
$E_c = 9.5(\rho/2400)^2(f_c + 8)^{0.33}$	Comite Europeen du Beton, (CEB)

E_c es el módulo de elasticidad secante del concreto en GPa, ρ es el peso volumétrico unitario del concreto en kg/m³, y f_c es la resistencia a la compresión del concreto de un cilindro estándar de 150 x 300 mm en MPa.

Tabla 6-2 Modelos para relacionar la compresión al módulo de elasticidad

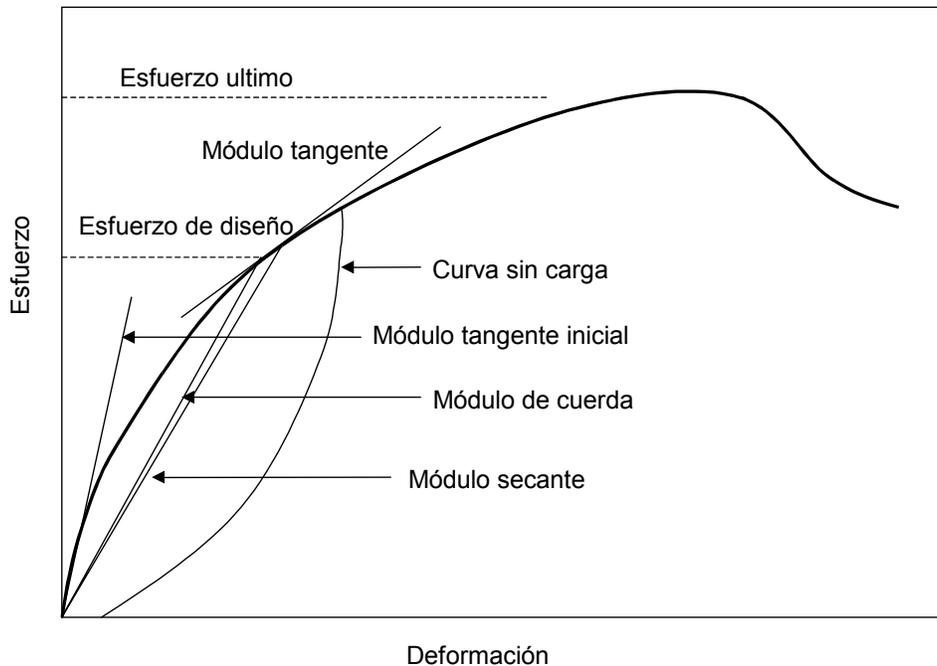


Figura 6-5 Diagrama esfuerzo-deformación típico para concreto mostrando los diferentes módulos de elasticidad

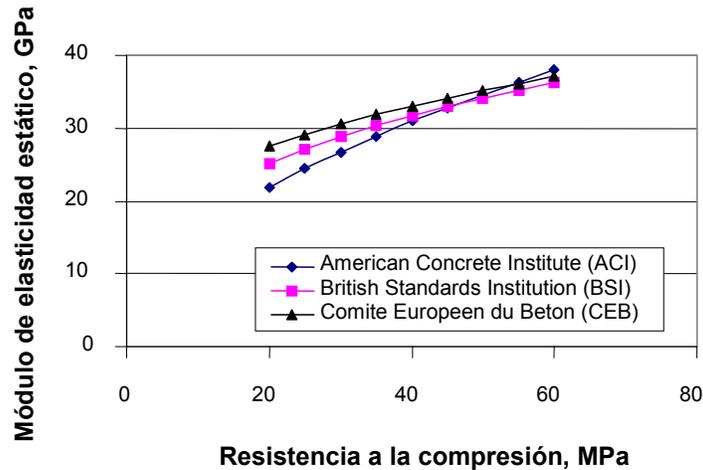


Figura 6-6 Comparación de los módulos de elasticidad estáticos pronosticados

6.6 Factores que afectan la fatiga en el concreto hidráulico

Los principales factores que afectan la fatiga en el concreto hidráulico son:

- Número de aplicaciones de carga
- Resistencia y módulo de ruptura
- Espesor de la losa de concreto
- Espaciamiento entre juntas transversales
- Apoyo en el borde de las losas
- Apoyo de la subrasante
- Aditivos
- Tiempo de curado y edad del concreto

6.6.1 Número de aplicaciones de carga

Resultados experimentales (Holmen, 1982; Oh, 1991) han mostrado que el orden de aplicaciones de carga tiene un efecto significativo sobre el valor final de daño por fatiga. Esto es, el número total de ciclos de carga aplicados está influenciado por la secuencia de aplicación.

El número de ciclos de carga y descarga que un concreto es capaz de resistir antes de fallar depende básicamente del nivel de esfuerzos máximo aplicado (σ_t/σ_r), de manera tal que conforme disminuye este nivel de esfuerzos se incrementa el número de ciclos que el concreto puede soportar. Aun trabajando a niveles de esfuerzos muy bajos, el concreto puede fallar por fatiga si el número de ciclos de carga y descarga es lo suficientemente grande. Por ello se considera que el concreto no tiene límite de duración de fatiga, a diferencia del acero de refuerzo que al hacerlo trabajar a niveles de esfuerzos menores del 50% de su resistencia a tensión, es capaz de resistir sin falla por fatiga un número prácticamente infinito de ciclos de carga y descarga (Neville y Brooks, 1987).

6.6.2 Resistencia y módulo de ruptura

Un incremento en el módulo de ruptura del concreto resulta en una reducción de los agrietamientos de la losa. Esta tendencia está de acuerdo con los principios mecanicistas; sin embargo, debe notarse que el módulo de elasticidad está correlacionado con la resistencia, y un módulo mayor genera esfuerzos mayores. (Khazanovich y Yu, 2001)

6.6.3 Espesor de la losa de concreto

El espesor de la losa de concreto es uno de los parámetros más sensibles que afectan el agrietamiento de las losas. Esta tendencia es esperada porque una losa más gruesa exhibe esfuerzos mucho menores que una losa más delgada bajo las mismas condiciones del sitio, asumiendo que todos los demás parámetros se mantienen constantes. (Khazanovich y Yu, 2001)

6.6.4 Espaciamiento entre juntas transversales

Un incremento en el espaciamiento de las juntas puede resultar en un dramático incremento en el agrietamiento de las losas. Esta tendencia coincide con numerosas observaciones de campo donde las losas más largas se agrietan más temprano que las losas más cortas en pavimentos con espaciamiento variable entre juntas (Khazanovich y Yu, 2001).

El espaciamiento entre juntas afecta el agrietamiento transversal debido a su influencia sobre los esfuerzos de alabeo. Frabizzio y Buch (1999) encontraron que un incremento en el espaciamiento entre las juntas genera un número mayor de grietas por losa.

6.6.5 Apoyo en el borde de las losas

Los acotamientos en las losas de concreto mejoran el comportamiento de éstas al agrietamiento debido a que generan una reducción de los esfuerzos en el borde de los pavimentos. La efectividad de los acotamientos depende de la eficiencia de la transferencia de carga a través de la unión pavimento-acotamiento. Las losas amplias mueven efectivamente el tránsito lejos del borde de los pavimentos, permitiendo de esta manera, la generación de esfuerzos interiores (en vez de esfuerzos mucho mayores en el borde) para controlar el agrietamiento por fatiga (Khazanovich y Yu, 2001).

6.6.6 Apoyo de la subrasante

El módulo de reacción de la subrasante tiene un efecto relativamente menor en el agrietamiento del concreto hidráulico, pero la diferencia entre las condiciones extremas pueden ser significativas (Khazanovich y Yu, 2001).

6.6.7 Aditivos

La contribución primaria de las fibras de polímeros es en el área de reducción de grietas por contracción de concretos frescos y resistencia al impacto en concreto endurecidos. La adición de fibras puede interferir con la trabajabilidad o arrastre de aire, reduciendo de esta manera la resistencia del compuesto (ACI, 1982).

Balaguru y Khajuria (1996) realizaron un estudio sobre el comportamiento de fibras de polímeros en el concreto hidráulico. Para llevar a cabo este estudio utilizaron dos tipos de concreto (normal y ligero), así como seis contenidos de fibra (0, 0.45, 0.60, 1.20, 1.80 y 2.40 kg/m³). Se utilizaron especímenes cilíndricos para las pruebas de compresión y ruptura por tensión, especímenes prismáticos para conocer la resistencia a la flexión y discos cilíndricos para pruebas de resistencia a impactos. Después de realizadas las pruebas, concluyeron que la adición de fibras (arriba de 2.40 kg/m³) no cambia significativamente las resistencias a la compresión, flexión y ruptura por tensión.

6.6.8 Tiempo de curado y edad del concreto

La resistencia media a la flexión (módulo de ruptura) de vigas curadas en humedad se incrementa aproximadamente 20% entre 28 días y 20 años. También, la resistencia media a la flexión para especímenes curados al aire es aproximadamente 25% menor que la resistencia a la flexión de especímenes curados en humedad.

La resistencia media a la flexión de vigas curadas en humedad se incrementa aproximadamente 20% entre 28 días y 20 años (Mindess y Young, 1981).

6.7 Modelos constitutivos para la determinación de la fatiga en el concreto hidráulico

La cantidad de daño por fatiga que ocurre en una losa se estima utilizando la relación propuesta por Miner (1945). Este método supone que un pavimento de concreto tiene un tiempo de vida por fatiga finito y puede resistir un número máximo de aplicaciones de carga (N) de una carga de tránsito dada antes de que se presente la fractura. Cada carga individual aplicada por el tránsito (n) decrece la vida del pavimento en una cantidad infinitesimal. El daño está definido como:

$$\text{Daño} = \sum \left(\frac{n}{N} \right) * 100 \quad \text{Ecuación 6-5}$$

donde:

Daño = Es la proporción de la vida consumida cuando se utilizan entradas medias (50% de losas agrietadas cuando el daño es de 100)

n = Número aplicado de cargas de tránsito

N = Número permisible de cargas de tránsito para agrietamiento de losas

Este valor provee el porcentaje de vida que se consume mediante la aplicación de las cargas de tránsito hasta un tiempo dado. Teóricamente, cuando $\sum(n/N) = 100$, la fractura

del concreto podría ocurrir para una losa dada; sin embargo, debido a la variabilidad en las cargas de tránsito en borde de la losa y la resistencia del concreto de una losa a otra, el fracturamiento de la losa puede ocurrir para valores menores o mayores a 1. De esta manera, dado que se utilizan valores medios para todas las entradas de datos en el análisis de daño por fatiga, el 50% de las losas deberán estar agrietadas cuando el daño por fatiga calculado sea de 100.

El número permisible de cargas de tránsito cuando el 50% de las losas están agrietadas puede ser estimado mediante el siguiente modelo de daño por fatiga (Darter, 1988):

$$\text{Log}_{10} N = 2.13 \left(\frac{1}{\text{SR}} \right)^{1.2} \quad \text{Ecuación 6-6}$$

donde:

N = Número permisible de cargas de tránsito para 50% de agrietamiento en losas

SR = Relación de esfuerzos = σ/MR

σ = Esfuerzo crítico en la losa debido a una carga dada (psi)

MR = Módulo de ruptura del concreto para 28 días de curado (psi)

El modelo de fatiga fue desarrollado para 60 secciones de prueba construidas por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (Darter, 1988). Como tal, se cree que este modelo es más realista que otros modelos de fatiga desarrollados para pruebas de viga en laboratorio ya que los modelos desarrollados en campo representan las condiciones reales de apoyo de las losas, mientras que esto no sucede en las vigas de laboratorio. Además, mientras en la teoría una grieta puede ocurrir a partir de una carga si la relación de esfuerzos es mayor o igual a 1, la losa completamente apoyada en el campo puede sostener muchas mas cargas antes de que la grieta se desarrolle en la superficie. Por otra parte, esta ecuación se desarrolló originalmente para pavimentos de aeropuertos, pero ha mostrado buenos resultados en otras aplicaciones (Darter, 1988).

El daño se basa solamente en el agrietamiento por fatiga y se define por el índice de agrietamiento (IA), el cual es el mismo que la expresión mostrada en la Ecuación 6-5. El número de repeticiones permisibles se puede expresar como:

$$\text{Log } N_f = f_1 - f_2 * \text{SR} \quad \text{Ecuación 6-7}$$

donde:

N_f = Número de aplicaciones permisibles para que ocurra la falla

SR = Relación de esfuerzos

En el estudio de Cero Mantenimiento, se desarrolló una relación entre el número de aplicaciones de esfuerzos para que ocurra la falla y la relación de esfuerzos en pavimentos de concreto con juntas planas (Darter, 1977; Darter y Barenberg, 1976; Darter y Barenberg, 1977). La información de fatiga se obtuvo de tres estudios y 140 pruebas de vigas incluidas. Se obtuvo una curva de regresión de mínimos cuadrados con dicha información, produciendo la siguiente ecuación (Darter, 1977; Darter y Barenberg, 1977):

$$\text{Log } N = 17.61 - 17.61 * \text{SR}$$

Ecuación 6-8

donde:

N = Número de aplicaciones de esfuerzos para que ocurra la falla

SR = Relación de esfuerzos

El modelo de fatiga de diseño mecanicista calibrado fue desarrollado basado en información sobre pruebas de tránsito acelerado conducido por el Cuerpo de Ingenieros y de las pruebas de caminos AASHO. Se aplica un procedimiento similar al propuesto por McCall (1958) para obtener una relación entre el número de repeticiones de esfuerzos en el borde, la relación de esfuerzos y el nivel de probabilidad (P). El modelo resultante se muestra en la siguiente ecuación (Salsilli et al., 1993):

$$\text{Log } N = \left[\frac{- \text{SR}^{-5.367} \log(1 - P)}{0.0032} \right]^{0.2276}$$

Ecuación 6-9

El modelo de fatiga presentado por la PCA (Portland Concrete Association) utiliza relaciones similares al modelo de Cero Mantenimiento. Sin embargo, este modelo asume un límite de fatiga de 0.45 para pavimentos de concreto. Eso es, a un nivel de esfuerzos por debajo de 4.05, se asume que el daño por fatiga no ocurre. Esto significa que un número infinito de aplicaciones de esfuerzos debajo de este nivel puede ser aplicado sin causar la falla. La PCA recomienda las siguientes ecuaciones (Packard y Tayajbi, 1985):

$$\text{Log } N = 11.737 - 12.077 * \text{SR}$$

Ecuación 6-10

para $\text{SR} \geq 0.55$

$$N = \left[\frac{4.2577}{\text{SR} - 0.4325} \right]^{3.268}$$

Ecuación 6-11

para $0.45 < \text{SR} < 0.55$

N = no limitado

Ecuación 6-12

para $\text{SR} \leq 0.45$

La Figura 6-7 muestra la información obtenida por distintos investigadores. Se especula que el concreto no fallará por fatiga cuando la relación de esfuerzos sea menor que 0.5, aunque no se ha encontrado un límite real arriba de 10 a 20 millones de repeticiones. La línea promedio para el 50% de probabilidad de falla se muestra con una línea continua en la Figura 6-7 y se expresa con la ecuación 6-8.

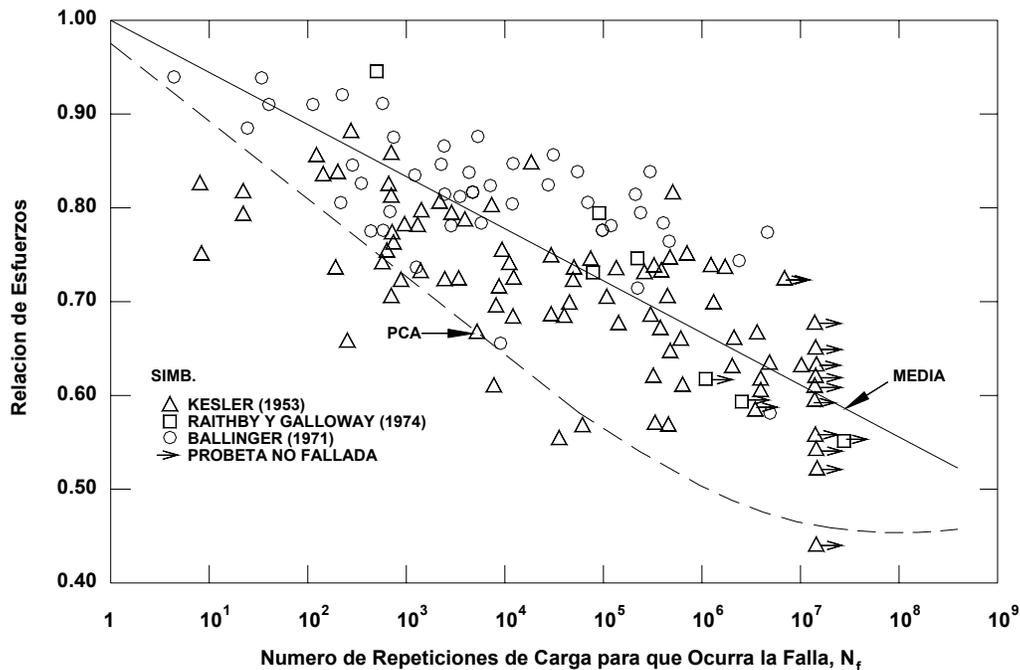


Figura 6-7 Resultados de pruebas de fatiga en concreto de diferentes fuentes

En la Figura 6-7, la curva de diseño utilizada por la PCA es mostrada por la línea punteada. Se puede observar que la curva de fatiga de la PCA queda por debajo de la mayoría de los puntos de falla y, por lo tanto, resulta muy conservadora.

El modelo de fatiga ARE utilizó información de todas las secciones de pruebas de camino AASHO que desarrollaron 3 clases y 4 agrietamientos (Treybig et al., 1977). Las cargas actuales fueron convertidas a ejes equivalentes de 80 kN (18 kip) utilizando los factores de equivalencia ASSHO para una serviciabilidad terminal de 2.5. Los esfuerzos máximos a mitad de la losa fueron calculados utilizando la teoría de capas elásticas. La ecuación de regresión resultante es la siguiente:

$$N = 23,440 * SR^{-3.21} \quad \text{Ecuación 6-13}$$

Esta ecuación predice un tiempo de vida por fatiga más grande para esfuerzos altos en los pavimentos de concreto, y tiempos de vida por fatiga más cortos para esfuerzos bajos en los pavimentos de concreto. Esta discrepancia podría ser causada al no considerar ciertos factores claves (vacíos, contacto parcial, alabeo, etc.) que causan esfuerzos mayores, especialmente en pavimentos viejos. Sin embargo, la diferencia en los estados de esfuerzos triaxiales y uniaxiales es responsable por las discrepancias entre el comportamiento de campo y las funciones de deterioro basadas en el laboratorio (Majidzadeh, 1988).

Para el modelo de deterioro de Vesic (Vesic y Saxena, 1969) también se analizó información de las secciones de prueba de caminos AASHO pero utilizaron un índice de serviciabilidad de 2.5 como criterio de falla. Utilizaron el esfuerzo a tensión causado por

una carga en la zona de rodada, determinado mediante la teoría de placa de Westergaard, obteniéndose la siguiente relación:

$$N = 225,000 * SR^{-4} \quad \text{Ecuación 6-14}$$

Un análisis de la prueba de caminos AASHO también fue conducido por Ilves y Majidzadeh (1983). Este análisis está basado en la teoría de placa apoyada en una subrasante elástica sólida multicapas e incorpora efectos tales como la colocación de la carga actual, geometría de la losa, efectos de los dispositivos de transferencia de carga y variación en las propiedades de los materiales. La falla para este modelo está definida como el número de ejes equivalentes de 80 kN (18 kip) requeridos para alcanzar un índice de servicio terminal de 2.0. La ecuación de deterioro resultante es la siguiente:

$$N = 22,209 * SR^{-4.29} \quad \text{Ecuación 6-15}$$

6.7.1 Determinación del módulo de ruptura en el concreto hidráulico

El módulo de ruptura representa la resistencia de la losa del concreto en flexión. Como tal, es un parámetro importante en la estimación del daño por fatiga. Ya que este ensayo no es desarrollado por muchas agencias, se recomienda que cada agencia desarrolle una relación entre la resistencia a la compresión del concreto y el módulo de ruptura. Una relación general entre estos factores está dada por (Okamoto et al., 1991):

$$MR = \left[8,460 * (f'_c)^{0.5} \right] + (3.311 * RH) - 155.91 \quad \text{Ecuación 6-16}$$

donde:

MR = Módulo de ruptura del concreto (psi)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (psi)

RH = Humedad relativa durante el tiempo de curado (%)

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

$$S_c = 8\sqrt{f'_c} \text{ a } 10\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6-17}$$

donde:

S_c = Módulo de ruptura (psi)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (psi)

La relación entre la resistencia a la tensión indirecta y la resistencia a la compresión, sugerida por el ACI (American Concrete Institute), es:

$$f'_t = 6.5\sqrt{f'_c}$$

Ecuación 6-18

donde:

f'_t = Resistencia a la tensión indirecta (psi)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (psi)

6.8 Factores que afectan el módulo de elasticidad estática del concreto hidráulico

El módulo de elasticidad del concreto es un parámetro complejo que está influenciado significativamente por parámetros de diseño de mezclas tales como las propiedades del agregado y el modo de prueba. Los parámetros de diseño de mezclas que influyen más fuertemente sobre el módulo de elasticidad incluyen (Mindess y Young, 1981):

- Número de aplicaciones de carga
- Frecuencia de carga
- Relación de agua/cemento y edad de la pasta
- Propiedades de los agregados
- Tiempo de curado
- Aditivos
- Tipo de ensaye utilizado
- Contenido de humedad en el concreto
- Temperatura

6.8.1 Numero de aplicaciones de carga

El módulo de elasticidad del concreto decrece progresivamente con el número de ciclos aplicados, lo cual significa que el microfisuramiento interno se propaga y el concreto se aproxima al estado de deformación crítico en que puede fallar a un nivel de esfuerzos que es inferior a su resistencia convencional. (Mena, F. M., et al., 1994)

6.8.2 Frecuencia de carga

Observando el efecto de la frecuencia de carga sobre el módulo dinámico, Jones (1957) concluyó en un estudio que había menos de 3% de cambio en el módulo cuando la frecuencia se incrementaba de 70 a 10,000 Hz. En otra investigación, Kesler y Hugushi (1954) reportaron que el módulo dinámico decrece cerca del 10% cuando la frecuencia se incrementa de 1000 a 4000 Hz. Esta conclusión está basada en mediciones hechas sobre vigas del mismo tipo de concreto pero con dimensiones diferentes.

6.8.3 Relación agua/cemento y edad de la pasta

Tanto la relación agua/cemento de la pasta como su edad, son factores que determinan la resistencia a la compresión del concreto en el momento de su ensaye, por consiguiente su influencia en el módulo de elasticidad puede considerarse agrupada al examinar la

relación que normalmente se manifiesta entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto.

La relación $w/(c+p)$ es importante también en la determinación de la porosidad de la mezcla. En general, cuando $w/(c+p)$ se incrementa, la porosidad se incrementa y el módulo de elasticidad E_c decrece. El grado de hidratación de la pasta de cemento también afecta la porosidad de la pasta, incrementando la hidratación (por ejemplo, tiempos de curados y temperaturas mayores) resulta en un decremento de la porosidad e incremento en el módulo de elasticidad.

Con respecto a la edad del concreto, a edades mayores (mayores resistencias), el módulo de elasticidad se incrementa más rápidamente que la resistencia a la compresión. (Mena, F. M., et al., 1994)

6.8.4 Propiedades de los agregados

Las características de los agregados son importantes en la determinación del módulo de elasticidad del concreto debido a su módulo de elasticidad relativamente alto (comparado al de la pasta de cemento) y su control de la estabilidad volumétrica del concreto.

Los contenidos altos de agregados y el uso de agregados con módulos mayores (por ejemplo, basalto, granito, caliza densa) están asociados generalmente con valores de módulos de elasticidad mayores.

La resistencia, angulosidad y textura superficial de los agregados también afecta el modo y la relación del desarrollo de grietas y la propagación en el concreto. Esto, en cambio, afecta el módulo de elasticidad del concreto. Un aglomerante (matriz) de resistencia alta y una combinación de agregados de resistencia baja tenderán a fallar en la interfaz aglomerante/agregado (especialmente cuando el agregado es suave y redondeado) o por fracturamiento del agregado. Contrariamente, un aglomerante de resistencia baja y un agregado de resistencia alta fallara en la interfaz confinada o por desarrollo de grietas en el aglomerante (CEB, 1970; Powers, 1961; Troxell et al., 1958).

Mehta (1986) estableció que, cuando se considera un concreto de resistencia moderada (hasta cerca de 40 MPa), el tipo de agregado es un factor menor ya que la pasta de cemento hidratada y la zona de transición alrededor del agregado granular son relativamente débiles comparados con el agregado granular por sí mismo. Sin embargo, los materiales débiles son utilizados frecuentemente por razones económicas. En tales casos, las características de resistencia de esos agregados pueden ser una limitación importante en las propiedades del concreto utilizado. También, de acuerdo a Malhotra (1994), las propiedades de los agregados son factores que influyen el módulo dinámico de elasticidad. De esta manera, aunque la relación agua/cemento es el factor más importante que afecta la resistencia de un concreto, las propiedades de los agregados tales como forma, textura y tamaño del agregado no pueden ser ignoradas. Jones y Kaplan (1957) encontraron que el concreto con contenido de gravas lisas inician el agrietamiento a niveles de esfuerzos menores que aquellos concretos que contienen agregados de textura granular y concluyeron que la textura superficial y la forma del agregado granular son importantes ya que estas dos propiedades afectan grandemente la unión cemento-agregado. Hirsh y Popovics (1962) y Erdey (1970) han desarrollado

modelos matemáticos que muestran la influencia de las características del agregado granular sobre el módulo de elasticidad del concreto normal.

6.8.5 Tiempo de curado

Dossey et al. (1994) realizaron una investigación acerca del efecto del tiempo de curado y tipo de agregados sobre el módulo de resiliencia. La Tabla 6-3 muestra las combinaciones de agregados utilizadas en cinco mezclas de diseño:

Mezcla	% de caliza	% de grava de río
1	100	0
2	67	33
3	50	50
4	33	67
5	0	100

Tabla 6-3 Combinaciones de agregados utilizados en las mezclas de diseño

El módulo de elasticidad del concreto fue obtenido para cuatro diferentes tiempos de curado (1, 3 7 y 28 días). Para conocer los valores de módulo de elasticidad se utilizó el procedimiento especificado en la prueba ASTM C-469, obteniéndose los siguientes resultados:

Mezcla	Probeta	Tiempo (días)			
		1	3	7	28
1	1	2.8210	2.9796	3.4587	2.9976
	2	2.3553	3.2206	3.1846	2.8360
	3	1.9940		2.8758	2.9328
2	1	2.8875	3.1256	3.6241	3.6686
	2	2.8140	3.1901	3.3303	3.6396
	3	2.5047	2.7420	3.8636	4.1298
3	1	3.1320	3.8832	3.9312	4.1455
	2	2.8649	3.2977	3.5780	4.0308
	3	3.1093	3.4532	3.8847	4.2483
4	1	3.1769	3.3431	4.2179	4.4698
	2	2.4056	3.3153	3.7571	4.2904
	3	3.3273	3.5824	3.8115	4.1273
5	1	3.2264	3.4918	3.8804	4.5825
	2	3.0467	3.5577	4.2058	4.9604
	3	2.9059	3.4635	4.0695	4.5241

Tabla 6-4 Módulos de elasticidad (millones de psi)

La Tabla 6-4 muestra, de manera general, un incremento en los módulos de elasticidad con un aumento en el tiempo de curado de las probetas ensayadas.

6.8.6 Aditivos

Fedroff et al. (1996) realizaron un estudio que tenía como fin conocer el comportamiento de mezclas de concreto hidráulico adicionada con caucho. Para llevar a cabo dicho estudio se utilizó cemento Tipo I, granito triturado (agregado granular), arena de Lillington (agregado fino), un reductor de agua de alto rango y un agente receptor de aire. Las mezclas se produjeron con un caucho superfino diseñado como GF-120. Los contenidos de caucho utilizados fueron 10, 20 y 30%. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 6-8.

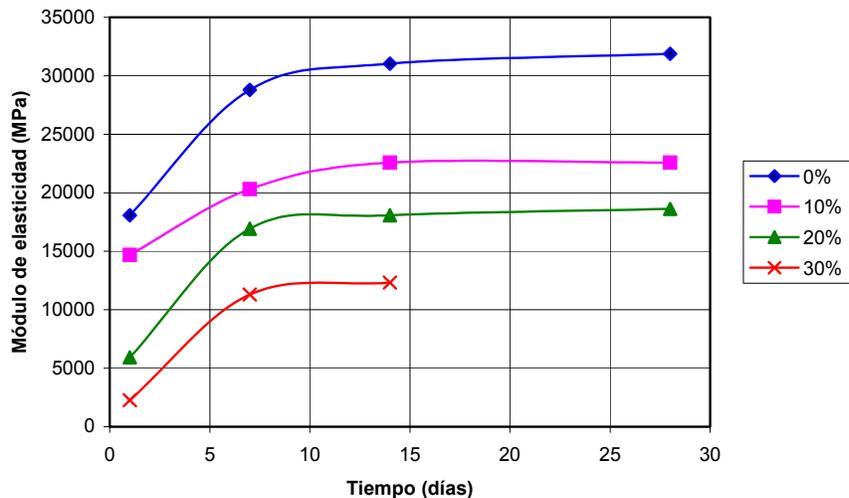


Figura 6-8 Gráfica de módulo de elasticidad contra tiempo, para varios contenidos de caucho

En la Figura 6-8 se observa que el módulo de elasticidad decrece con un incremento en el porcentaje de contenido de caucho.

6.8.7 Tipo de ensaye utilizado

Por simplicidad, el módulo de elasticidad estático es utilizado usualmente en el calculo de esfuerzos máximos en pavimentos de concreto hidráulico. Sin embargo, el módulo de elasticidad determinado de pruebas estáticas puede diferir del determinado mediante ensayes dinámicos. Meininger (1994) reportó que los valores del módulo dinámico generalmente son mayores y que existe una buena relación lineal entre el módulo dinámico y estático del concreto. Simmons (1955) encontró que el módulo dinámico del concreto era, de manera general, cerca de 6.89 GPa mayor que el módulo estático para valores menores y que los dos convergen alrededor de 48 GPa. la misma conclusión general fue alcanzada por Malhotra (1976). Sin embargo, de acuerdo a un trabajo realizado por Orchard et al. (1966), el módulo dinámico de elasticidad de algunos concretos puede ser menor que el módulo estático. Elvery y Furst (1957) indicaron que había un 5% de reducción en el módulo dinámico para especímenes de concreto bajo esfuerzos a compresión pero que la reducción estaba relacionada más a los cambios en

la parte elástica del comportamiento esfuerzo-deformación que a cambios en el módulo de elasticidad, los cuales fueron determinados mediante pruebas estáticas. Sin embargo, en una investigación desarrollada por Takabayashi (1954) encontraron que el módulo dinámico era invariablemente mayor que el módulo estático.

6.8.8 Contenido de humedad en el concreto

En relación con la humedad del concreto, se dice (Neville, 1971) que en estado saturado exhibe un módulo de elasticidad más alto que en estados seco (contrariamente a lo que ocurre con la resistencia a compresión) y que este incremento en el módulo puede ser del orden del 3% (Neville y Brooks, 1987). En este aspecto cabe hacer la consideración de que en estado seco las microfisuras y discontinuidades preexistentes no contienen agua y por ello el concreto se deforma con más facilidad, lo cual a veces se manifiesta por una excesiva deformación al iniciar la carga del espécimen.

6.8.9 Temperatura

Para una misma resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad es algo más alto mientras más baja sea la temperatura de curado; así, un concreto curado a vapor, tiene un módulo más bajo que el que recibe un curado húmedo, siendo ambos de la misma resistencia, pero la diferencia es menor que el 10%.

6.9 Determinación del módulo de elasticidad para el concreto hidráulico

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

$$S_c = \frac{43.5 * E_c}{10^6} + 488.5 \quad \text{Ecuación 6-19}$$

$$E_c = (S_c - 488.5) * 2.3 * 10^4 \quad \text{Ecuación 6-20}$$

Para el concreto de peso normal, el ACI (1971) sugiere:

$$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6-21}$$

donde:

E_c = Módulo de elasticidad (kg/cm²)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²), determinada en cilindros

Okamoto et al. (1991), en un estudio realizado para la FHWA, desarrollaron la siguiente relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión del concreto:

$$E_c = 62,000 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6-22}$$

donde:

E_c = Módulo de elasticidad (psi)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (psi)

Esta relación se basó en mezclas de concreto en laboratorio con una edad que oscila entre 1 y 28 días y se considera que refleja mejor las propiedades de resistencia del concreto que la relación propuesta por el ACI.

Inglaterra (1972), en su reglamento para el diseño estructural del concreto, CP 110 , relaciona el módulo de elasticidad E_c (kg/cm²) y la resistencia a la compresión f'_c (kg/cm²), determinada en especímenes cúbicos, con la expresión:

$$E_c = 14,400\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6-23}$$

cuando la densidad del concreto es 2300 kg/m³ o mayor.

El Comité Europeo del Concreto propone:

$$E_c = 21,100\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6-24}$$

en donde:

E_c = Módulo de elasticidad (kg/cm²)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²), determinada en cilindros

Cuando la densidad, ρ , esta entre 1.4 y 2.3 ton/m³, la expresión inglesa para el módulo de elasticidad (en kg/cm²) es:

$$E_c = 2,700 * \rho^2 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6-25}$$

La expresión del Comité Europeo del Concreto difiere de la inglesa en que toma en cuenta la influencia de la densidad, elevándola a la potencia 3/2, y recomienda:

$$E_c = 5,600 * \rho^{1.5} * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6-26}$$

en donde:

E_c = Módulo de elasticidad (kg/cm²)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²), determinada en cilindros

ρ = Densidad (kg/cm²)

Cuando la densidad del concreto difiere de 2.3 ton/m³ (para el concreto de peso normal), el módulo de elasticidad esta dado por:

$$E_c = 4,300 * \rho^{1.5} * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6-27}$$

donde:

E_c = Módulo de elasticidad (kg/cm^2)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2), determinada en cilindros

ρ = Densidad (kg/cm^2)

Todas estas relaciones son válidas en términos generales, y están afectadas por las condiciones del espécimen en ensaye: un espécimen húmedo tiene un módulo de elasticidad más alto que el de uno seco, mientras que la resistencia varía en dirección opuesta.

7. Conclusiones

Este trabajo pretende ser un compendio útil al ingeniero de carreteras, sobre los aspectos actuales del comportamiento de los principales materiales que se utilizan en las secciones estructurales de pavimentos carreteros. Este conocimiento debe a su vez integrarse, paulatinamente, en las actividades de diseño, construcción y conservación de las carreteras. A manera de conclusión, se destacan enseguida los principales aspectos que se describen en el volumen del trabajo:

Sobre la caracterización de la sollicitación en carreteras

La caracterización de las sollicitaciones en los pavimentos depende de la magnitud de las cargas, forma geométrica de las sollicitaciones, velocidad de los vehículos y estado tensional que producen las cargas.

La magnitud de las cargas está en función de la composición del tránsito que circula sobre las carreteras y el número de repeticiones de cargas que produce el paso de estos vehículos.

Con respecto a la forma geométrica de las sollicitaciones, en el diseño de pavimentos flexibles, se asume que cada llanta tiene un área de contacto de forma circular, lo cual no incurre en un error significativo para los análisis propios del diseño.

El acercamiento mecanicista en el diseño involucra el análisis teórico y el cálculo de esfuerzos y deformaciones en lugares críticos, como resultado de las aplicaciones de carga originadas por las ruedas cargadas. La condición más crítica, es cuando la rueda se encuentra exactamente encima del punto de análisis. En dicho punto, los esfuerzos cortantes son nulos y únicamente actúan los esfuerzos normales, obteniéndose un estado triaxial de esfuerzos. Por lo tanto, en el laboratorio se realizan toda clase de pruebas que buscan reproducir o simular esta condición de esfuerzos, considerada la más desfavorable.

Los neumáticos de los vehículos se apoyan sobre el pavimento produciendo una huella de forma distinta para cada tipo de neumático, presión de inflado, carga por rueda, velocidad y estado de la superficie. Cuando está en movimiento, además de variar la forma de la huella, aparecen sollicitaciones distintas a las verticales, que son las que existen cuando el vehículo está detenido o con movimiento uniforme: aparecen esfuerzos horizontales debido al rozamiento y a los cambios de trayectoria, succiones de agua contenida en la sección estructural y esfuerzos verticales de impacto por efectos del movimiento del vehículo y las irregularidades de la carretera.

El funcionamiento correcto del pavimento depende en gran medida de las propiedades mecánicas de los materiales. Los suelos que conforman la estructura están sujetos a cargas normales repetidas y a esfuerzos cortantes que varían sus magnitudes con el paso de los vehículos.

Los esfuerzos aplicados por una llanta se aproximan a una onda de forma senoidal, cuya duración depende de la velocidad del vehículo y de la profundidad del punto al que se esta haciendo referencia.

En vista de que la velocidad del vehículo no es constante, se recomienda (con fines de estandarización), la onda senoidal con tiempo de duración de 0.1 segundos de aplicación de carga y un periodo de reposo de 0.9 segundos.

La carga que transmiten los vehículos es en forma de pulsos, cuya magnitud depende de la presión de inflado de las llantas y de la carga par eje; además, la duración de aplicación del pulso depende de la velocidad y del nivel de transito diario.

El módulo dinámico de elasticidad o modulo de resiliencia (M_R) para subrasantes es un parámetro de gran importancia para entender el agrietamiento (por fatiga) de las superficies de asfalto y que la carga monotónica podría no ser la adecuada para su determinación.

El módulo de resiliencia esta definido como la magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable, siendo éste equivalente al modulo de Young (módulo de elasticidad) y se representa como sigue:

$$M_R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_{axial}} = \frac{\sigma_d}{\epsilon_{axial}}$$

Por la tendencia en el diseño de pavimentos, el módulo de resiliencia está considerado a ser el sustituto del VRS, dado que existe una preferencia por el desarrollo de métodos racionales, basados en la caracterización de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la estructura del pavimento. Estos métodos permiten relacionar los niveles de sollicitación de las cargas que son trasmitidas al sistema estructural. La respuesta obtenida permite predecir en principio, los niveles de deterioro esperados a partir de ensayos probados en laboratorio y del comportamiento observado en el campo.

Es muy importante tener en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen las capas del pavimento, ya que de ellas depende la obtención del modulo de resiliencia.

De acuerdo con el diseño estructural del pavimento, tipo y magnitud de las sollicitaciones, las repeticiones de carga acumuladas, las características asociadas al clima y la localización de las diferentes capas de material, el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo puede ser de dos tipos: resiliente y plástico.

La importancia que tiene la deformación en los pavimentos se debe a que en los métodos de diseño actuales la deformabilidad es el punto básico a considerar y, de hecho, la mayoría de ellos se centran en mantenerla en limites razonables.

Sobre el comportamiento de los suelos cohesivos

Los equipos más comúnmente utilizados en la determinación de la deformación permanente y módulo de resiliencia en suelos cohesivos son: equipo triaxial cíclico y columna resonante.

Los equipos triaxiales cíclicos utilizados para los ensayos de deformación permanente y módulo de resiliencia son capaces de aplicar tanto carga dinámica repetida como presión de confinamiento de magnitud y duración controlada.

La columna resonante es un conjunto de célula triaxial que cuenta con un sistema electromagnético de aplicación de esfuerzos de tensión cíclica y mantenimiento de presión de confinamiento. Es utilizada para la obtención del módulo elástico o módulo de resiliencia de materiales granulares o arcillosos, así como la determinación del amortiguamiento.

Los factores principales que determinan la deformación permanente en un suelo cohesivo compactado, sometido a carga repetida, son: estado de esfuerzos del suelo, numero de aplicaciones del esfuerzo desviador, estado físico del suelo (peso volumétrico y contenido de agua) y tipo de suelo.

La Tabla 7-1 muestra el comportamiento de la deformación permanente en suelos cohesivos en función de los factores que la determinan:

Parámetro		Deformación
Esfuerzo desviador	Aumenta	Aumenta
Peso volumétrico	Aumenta	Disminuye
Contenido de agua	Aumenta	Aumenta

Tabla 7-1 Parámetros que determinan la deformación permanente en suelos cohesivos

Los factores que afectan el modulo de resiliencia en suelos cohesivos son: parámetros y métodos de compactación, numero de aplicaciones del esfuerzo, tixotropía, magnitud del esfuerzo desviador y succión del suelo.

El módulo de resiliencia de suelos finos decrece con el incremento en el esfuerzo desviador.

La magnitud del módulo de resiliencia para un valor de contenido de agua dado, aumenta con el peso volumétrico hasta cierto valor y después disminuye para grados de saturación elevados, en especial después del correspondiente a los óptimos de compactación.

El método de compactación tiene un profundo efecto en el arreglo que adoptan las partículas de las arcillas. En general, las muestras compactadas estáticamente muestran valores mas altos de M_R y de γ_d comparados a aquellas creadas mediante compactación por amasado.

El efecto de la tixotropía en el módulo resiliente varía con el número de repeticiones. A menos de 10,000 aplicaciones, un incremento en el tiempo de almacenamiento previo a la prueba causa un aumento en el módulo resiliente; pero para mayor número de repeticiones los valores ya no son afectados significativamente por el periodo de

almacenamiento. El efecto de la tixotropía es mas significativo para muestras compactadas en el lado húmedo del óptimo que para aquellas compactadas en el lado seco del óptimo.

Existe una relación lineal entre el modulo de resiliencia medido mediante pruebas de laboratorio y la succión de humedad del suelo. Los especímenes preparados en laboratorio exhiben las mismas características de rigidez que los especímenes compactados en campo cuando los especímenes son comparados utilizando los mismos valores de succión.

Sobre el comportamiento de los materiales granulares

En pavimentos con capas asfálticas gruesas, generalmente las roderas se generan por las deformaciones permanentes en estas capas; pero en pavimentos con carpetas delgadas, las capas granulares y la subrasante son las que provocan la mayor parte de la deformación, principalmente si las condiciones de drenaje son inadecuadas.

Un material granular sujeto a carga cíclica, experimenta una deformación cuya magnitud es función de varios factores como el nivel de la carga aplicada, área de contacto, condiciones de confinamiento, características del propio material, etc.

Los dispositivos mas comúnmente utilizados para la medición de las deformaciones permanentes y el modulo de resiliencia en materiales granulares cohesivos son: equipo triaxial cíclico y maquina servohidráulica universal.

Las pruebas de deformación permanente bajo carga cíclica para materiales granulares se pueden realizar en una maquina servohidráulica universal. El procedimiento de prueba es muy similar al de las pruebas triaxiales, sin embargo, es posible utilizar probetas de mayores dimensiones con el fin de respetar la distribución de tamaños requeridas para este tipo de granulometrías.

Los parámetros que determinan la deformación permanente en los materiales granulares son: nivel de esfuerzos, rotación del esfuerzo principal, numero de aplicaciones de carga, contenido de humedad, historial de esfuerzos, densidad, granulometría y tipo de agregado.

La Tabla 7-2 muestra el comportamiento de la deformación permanente en materiales granulares en función de los factores que la determinan:

Parámetro		Deformación
Esfuerzo desviador	Aumenta	Aumenta
Presión de confinamiento	Aumenta	Disminuye
Numero de repeticiones de carga	Aumenta	Aumenta
Contenido de agua	Aumenta	Aumenta
Densidad	Aumenta	Disminuye

Tabla 7-2 Parámetros que determinan la deformación permanente en materiales granulares

El efecto de la reorientación del esfuerzo principal en el comportamiento de la deformación permanente no está todavía plenamente comprendido. Diversos estudios han mostrado un incremento significativo en la deformación permanente debido a la rotación del esfuerzo principal.

Si un cambio en la granulometría produce un incremento en la densidad relativa para el mismo esfuerzo de compactación, la deformación permanente decrecerá.

Los materiales angulares, tales como roca triturada, experimentan deformaciones permanentes menores comparadas a materiales como grava con partículas redondeadas.

Los factores que afectan el módulo de resiliencia de un material granular son: tipo de material; tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico y granulometría; magnitud del esfuerzo aplicado y contenido de agua.

En relación con el tipo de material y sus características, influyen la naturaleza de la roca, el grado de sanidad (índice de solidez de los granos) y tamaño máximo de las partículas, su angulosidad y rugosidad, composición granulométrica, etc.

La Tabla 7-3 muestra el comportamiento del módulo de resiliencia en materiales granulares en función de algunos de los factores que lo determinan:

Parámetro		M _R
Nivel de esfuerzos	Aumenta	Aumenta
Magnitud del esfuerzo	Aumenta	Aumenta
Peso volumétrico	Aumenta	Aumenta
Diámetro de las partículas	Aumenta	Disminuye
Contenido de agua	Aumenta	Disminuye

Tabla 7-3 Parámetros que afectan el módulo de resiliencia en materiales granulares

Sobre el comportamiento de suelos estabilizados

El agrietamiento en pavimentos debido a fatiga bajo carga repetida ha sido reconocido por muchos años como la forma más común de falla. El agrietamiento por fatiga de la capa estabilizada es el resultado de deformaciones repetidas a la tensión en el fondo de esta capa. Las grietas comienzan en el fondo de la capa y entonces se propagan hacia arriba causando pérdida de módulo de resiliencia, lo cual altera la distribución de esfuerzos y deformaciones en la estructura total de pavimento y en el suelo de la subrasante.

La causa de falla por fatiga está relacionada con las características resilientes de cada componente del pavimento. En pavimentos con bases estabilizadas y superficie de rodamiento delgada, es inevitable una cierta cantidad de agrietamiento y las grietas normalmente se reflejan a través de la superficie del asfalto.

La estabilización de suelos mediante procedimientos químicos puede realizarse utilizando: cal, cemento Portland, ceniza volante, asfaltos, entre otros (ácido fosfórico y fosfatos; cloruro de sodio; sulfatos de calcio (Yesos) y cloruro de calcio; hidróxido de sodio (sosa cáustica); sales de aluminio; resinas y polímeros).

La estabilización de suelos en la construcción de carreteras puede ser definida como un proceso para el mejoramiento de la resistencia del suelo mediante la reducción de su susceptibilidad a la influencia del agua y condiciones del tránsito en un periodo de tiempo razonable. Los materiales disponibles para carreteras pueden ser procesados mediante estabilización y entonces ser utilizados en la construcción de caminos de bajos costos.

El uso principal de una mezcla de suelos estabilizados en la actualidad es en la construcción de la capa base de la estructura de pavimento.

El tipo y grado de estabilización requerida en cualquier caso dado es principalmente un problema de disponibilidad y costo de los materiales utilizados, así como su compatibilidad con las condiciones del suelo existente. El tránsito anticipado y las condiciones climáticas son también de gran importancia en la selección del método de estabilización apropiado.

Los dispositivos utilizados para la medición del módulo de resiliencia en suelos estabilizados son: equipo triaxial cíclico, columna resonante, maquina servohidráulica universal y prueba de tensión indirecta.

La prueba de tensión indirecta de carga repetida para determinar el módulo de resiliencia de mezclas bituminosas es conducida mediante la aplicación de cargas de compresión con ondas senoidales u otras compatibles. La carga es aplicada verticalmente en el plano diametral de un espécimen cilíndrico de concreto asfáltico o suelo estabilizado. La deformación horizontal resultante del espécimen es medida y, con una relación de Poisson supuesta, es utilizada para calcular el módulo de resiliencia. La relación de Poisson también puede ser calculada mediante la medición de las deformaciones horizontales y verticales recuperables.

Los principales factores que afectan la fatiga en suelos estabilizados son: tránsito; parámetros de compactación (peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación); tipo y contenido del estabilizador; tipo de suelo y aditivos.

No existe un consenso general acerca de como y cuando se originan las grietas. El punto de vista popular es que las grietas por contracción aparecen en la superficie durante la vida temprana de la capa estabilizada, tan pronto como unos pocos días o arias después de la construcción. Las grietas por fatiga, por otra parte, se inician en el fondo de la base cuando la fatiga excede una cierta magnitud. En cualquiera de los dos casos, la grieta se inicia en la cara superior o inferior, dependiendo de la carga, propagándose a través de toda la profundidad de la capa en cuestión de pocas semanas o años.

Un esfuerzo de compactación dado para un contenido de humedad óptima permitirá que las partículas de suelo estabilizado lleven a cabo su relleno y peso volumétrico máximo de una manera mas exacta. Cuando la humedad óptima y el peso volumétrico máximo son logrados, el suelo generalmente está cerca o en la resistencia más alta para ese esfuerzo de compactación.

La tendencia al agrietamiento en general aumenta con el contenido de cemento a partir de determinados valores, y por lo tanto, se produce una disminución en la resistencia del conjunto. El agrietamiento del suelo tratado con cemento primero decrece hasta un mínimo y después se incrementa, por lo que existe un contenido de cemento que minimiza el agrietamiento.

Un alto contenido de cemento y un incremento en el peso volumétrico seco inicial incrementa la vida de diseño por fatiga.

En los suelos cohesivos, el agrietamiento depende del porcentaje y características de los finos. Un mayor contenido de arcilla aumentará el agrietamiento. Los suelos con caolinita se agrietarán mas rápidamente que los de montmorilonita pero en menor proporción.

Las bases con contenidos menores de estabilizador o aquellas que están rígidamente menos estabilizadas pueden comportarse mejor que aquellas con altos contenidos de estabilizador.

Los aditivos utilizados en el mejoramiento de suelos estabilizados pueden tener diversas funciones como reducir el contenido de agua durante el mezclado, reducir el calor de hidratación de la mezcla, endurecer y sellar la superficie, favorecer la liga entre capas de suelo y estabilizador, etc.

La efectividad de cada aditivo es función del tipo de suelo y de las condiciones ambientales. Generalmente, existe una cantidad óptima de aditivo que producirá el mejor resultado.

Los factores que afectan el módulo de resiliencia de los suelos estabilizados son: numero de repeticiones de carga; esfuerzo desviador; tipo y contenido del estabilizador; contenido de humedad; peso volumétrico seco; tiempo de curado y tipo de suelo.

La Tabla 7-4 muestra el comportamiento del módulo de resiliencia en suelos estabilizados en función de algunos de los factores que lo determinan:

Parámetro		M_R
Nivel de esfuerzos	Aumenta	Disminuye
Numero de repeticiones de carga	Aumenta	Aumenta
Contenido de estabilizador	Aumenta	Aumenta
Peso volumétrico	Aumenta	Aumenta
Tiempo de curado	Aumenta	Aumenta
Contenido de agua	Aumenta	Disminuye

Tabla 7-4 Parámetros que afectan el módulo de resiliencia en suelos estabilizados

El módulo de elasticidad es más alto para las arcillas ilíticas que para las arcillas caoliníticas y ciertamente mucho más alto que lo que podría atribuirse a cualquier variación en las propiedades de las arcillas remoldeadas. Esto sugiere que la reacción puzolánica fue más avanzada en las arcillas ilíticas, o que los grumos y sus enlaces fueron mas fuertes.

Debido a que los suelos arcillosos de baja compresibilidad (CL) contienen grandes cantidades de minerales de arcilla caolinítica estable, estos contribuyen a generar valores mas altos de M_R en comparación con los suelos arcillosos de alta compresibilidad (CH), los cuales tienen predominantemente minerales de arcilla montmorilonítica de alta plasticidad.

Sobre el comportamiento del concreto asfáltico

El asfalto es un material que puede ser considerado elástico – lineal a temperaturas bajas y frecuencias de carga altas, pero muestra propiedades viscosas y plásticas a temperaturas mayores. Debido a este comportamiento, las cargas repetidas del tránsito generan deformaciones permanentes en las capas asfálticas, especialmente durante el periodo de verano.

Existen seis tipos de pruebas utilizadas para caracterizar la respuesta a la deformación permanente de los materiales asfálticos: pruebas de esfuerzos uniaxiales, esfuerzos triaxiales, diametrales, de simulación, cortantes y empíricas.

A pesar de que existe una gran variedad de pruebas para determinar las deformaciones permanentes en mezclas asfálticas, muchas de éstas se encuentran en una etapa de investigación, por lo que su utilización debe ser bien analizada o investigada para futuras aplicaciones.

Los métodos de prueba que se utilizan en la medición de la fatiga en mezclas asfálticas son: pruebas de fatiga por flexión (viga prismática, viga en voladizo trapezoidal); pruebas de fatiga por tensión (diametral, compresión uniaxial); métodos de mecanismos de fractura; resistencia y rigidez a la tensión.

La rigidez de las mezclas asfálticas es de primordial importancia al determinar qué tan bien se comporta un pavimento y es esencial para el análisis de la respuesta del pavimento a la carga vehicular. Aunque las pruebas de fatiga y muchas de las pruebas de deformación permanente pueden ser utilizadas para medir la rigidez bajo condiciones similares a aquellas experimentadas por las mezclas de pavimentos en servicio, no hay garantía de que el mejor sistema para prueba de fatiga, por ejemplo, sea también el mejor para pruebas de rigidez o módulo de resiliencia.

Por lo tanto, los ensayos que se utilizan para conocer la rigidez o el módulo de resiliencia son: prueba de rigidez axial resiliente, diametral resiliente, dinámica a flexión y dinámica cortante.

Los principales factores que afectan las deformaciones permanentes en el concreto asfáltico son: nivel de esfuerzos; número de repeticiones de carga; tipo y contenido de asfalto; tipo y contenido de modificadores; contenido de vacíos en la mezcla; contenido de vacíos en el agregado mineral; método de compactación; forma, textura y tamaño de las partículas; temperatura y agua.

La Tabla 7-5 muestra el comportamiento de la deformación permanente en el concreto asfáltico en función de los factores que la determinan:

No existe una gran influencia de parte del nivel de esfuerzos sobre la deformación permanente según probetas de suelo estabilizado ensayadas.

Un incremento en los vacíos y en el espesor causan un incremento en las deformaciones permanentes para mezclas de granito y caliza, mientras que causan un decremento en las deformaciones de mezclas con gravas.

Parámetro		Deformación
Numero de repeticiones de carga	Aumenta	Aumenta
Contenido de asfalto	Aumenta	Aumenta
Contenido de modificador	Aumenta	Disminuye
Contenido de vacíos en la mezcla	Aumenta	Aumenta
Contenido de vacíos en el agregado mineral	Aumenta	Aumenta
Temperatura	Aumenta	Aumenta
Agua	Aumenta	Aumenta

Tabla 7-5 Parámetros que determinan la deformación permanente en el concreto asfáltico

La selección de un método de compactación en laboratorio tiene al menos tanto efecto sobre el comportamiento de la mezcla como el tipo de agregado, tipo de ligante, contenido de finos o contenido de vacíos.

Las granulometrías finas y granulares experimentan profundidades de roderas de 7 a 10% mayores a las obtenidas para la mezcla de trabajo, mientras que las variaciones de granulometrías fina-granular y viceversa, experimentan profundidades de roderas de 13 a 19% mayores.

La variación de un agregado con granulometría abierta a uno con granulometría continua, incrementa la resistencia de las mezclas asfálticas.

Un cambio en la forma, tamaño y textura superficial de los agregados, genera a su vez una variación en la resistencia a las roderas. Así pues, el cambio de una forma redondeada a una angular, incrementa la resistencia de los pavimentos a la generación de roderas. Lo mismo sucede cuando se presenta un cambio de una textura suave a una rugosa y cuando se incrementa el tamaño máximo de los agregados.

Los principales factores que afectan la fatiga en el concreto asfáltico son: nivel de esfuerzos del suelo; tipo y contenido de asfalto; tipo de agregados; contenido de vacíos; método de compactación; tipo y contenido de modificadores y temperatura.

La Tabla 7-6 muestra el comportamiento de la vida por fatiga en el concreto asfáltico en función de los factores que la determinan:

Parámetro		Vida por fatiga
Nivel de esfuerzos	Aumenta	Disminuye
Contenido de modificador	Aumenta	Aumenta
Contenido de vacíos en la mezcla	Aumenta	Disminuye
Temperatura	Aumenta	Disminuye

Tabla 7-6 Parámetros que determinan la fatiga en concreto asfáltico

Un incremento en el contenido de asfalto de 4.25 a 4.5% incrementa la vida por fatiga en un 350% y un incremento de 4.5 a 4.75% incrementa la vida por fatiga en un 95%.

Los valores de vida por fatiga disminuyen para contenidos de asfalto altos en relación con los contenidos de asfalto óptimos.

Los factores que afectan el módulo de resiliencia del concreto asfáltico son: nivel de esfuerzos; frecuencia de carga; tipo y contenido de asfalto; tipo de agregado; contenido de vacíos; tipo y contenido de modificadores; procedimientos y tipos de prueba y temperatura.

La Tabla 7-7 muestra el comportamiento del módulo de resiliencia en el concreto asfáltico en función de los factores que lo determinan:

Parámetro		M_R
Contenido de asfalto	Aumenta	Disminuye
Contenido de vacíos de la mezcla	Aumenta	Disminuye
Contenido de modificador	Aumenta	Aumenta
Temperatura	Aumenta	Disminuye

Tabla 7-7 Parámetros que afectan el módulo de resiliencia en el concreto asfáltico

Existe muy poca influencia del nivel de esfuerzos y de la frecuencia de la carga sobre el módulo de resiliencia.

La variación de la granulometría parece tener un pequeño efecto sobre el módulo de resiliencia de la mezcla.

Los valores de módulo de resiliencia para contenidos óptimos de asfalto obtenidos mediante Hveem son consistentemente mayores que los valores de M_R obtenidos con las pruebas Marshall. El módulo mayor para las mezclas obtenidas mediante el método Marshall puede ser considerado favorable porque las mezclas pueden ser menos susceptibles a los agrietamientos y a las deformaciones permanentes.

Utilizando las pruebas diametrales, se obtienen valores promedio de M_R mayores aproximadamente entre un 35 y 45% comparados con los valores obtenidos mediante las pruebas axiales.

Sobre el comportamiento del concreto hidráulico

Los pavimentos de concreto pueden ser clasificados en 4 tipos: pavimentos de concreto con juntas planas, pavimentos de concreto con juntas reforzadas, pavimentos de concreto con refuerzo continuo y pavimentos de concreto pretensado.

El fracturamiento por fatiga es extenso y suele ser considerado como el mayor o único criterio para el diseño de pavimentos de concreto, recientemente solo se han considerado bombeo y erosión, otro criterio para tomarse en consideración incluye la sustentación y deterioro en las juntas del pavimento de concreto y las juntas reforzadas, así como la socavación por corte en el concreto reforzado.

El módulo de ruptura (M_r) del concreto, también conocido como resistencia a la flexión, es un indicador de la resistencia a la tensión y puede ser definido como el esfuerzo máximo a tensión para que ocurra la ruptura durante un ensaye de flexión de una viga de concreto simplemente apoyada. El M_r tiene un profundo efecto sobre el potencial de agrietamiento por fatiga de las losas de concreto para cualquier magnitud dada de esfuerzo repetido a la flexión o tensión. El procedimiento de prueba recomendado para obtener el M_r es el

método de prueba estándar para la resistencia a la flexión del concreto ASTM C78 (utilizando la viga simple y carga al tercio medio).

La prueba de ruptura por tensión es llevada a cabo sobre un cilindro estándar ensayado sobre su costado en compresión diametral utilizando el procedimiento de prueba ASTM C-496.

El módulo de elasticidad o módulo de Young (**E**) de cualquier material es una medida del comportamiento esfuerzo-deformación del material. En el análisis mecanicista de pavimentos, el módulo de elasticidad del concreto tiene un fuerte efecto sobre la deflexión del pavimento y los esfuerzos en toda la estructura de pavimento. El procedimiento recomendado para obtener **E**, según la ASTM es *el módulo de elasticidad estático y relación de Poisson del concreto en compresión (ASTM C469-94)*.

Los principales factores que afectan la fatiga en el concreto hidráulico son: numero de aplicaciones de carga; resistencia y módulo de ruptura; espesor de la losa de concreto; espaciamiento entre juntas transversales; apoyo en el borde de las losas; apoyo de la subrasante; aditivos; tiempo de curado y edad del concreto.

La Tabla 7-8 muestra el comportamiento de la vida por fatiga en el concreto hidráulico en función de los factores que la determinan:

Parámetro		Vida por fatiga
Nivel de esfuerzos	Aumenta	Disminuye
Módulo de ruptura del concreto	Aumenta	Aumenta
Espesor de la losa de concreto	Aumenta	Aumenta
Espaciamiento de las juntas	Aumenta	Disminuye
Aditivos	Aumenta	Aumenta
Tiempo de curado	Aumenta	Aumenta

Tabla 7-8 Parámetros que determinan la fatiga en concreto hidráulico

Los acotamientos en las losas de concreto mejoran el comportamiento de éstas al agrietamiento debido a que generan una reducción de los esfuerzos en el borde de los pavimentos.

El módulo de reacción de la subrasante tiene un efecto relativamente menor en el agrietamiento del concreto hidráulico, pero la diferencia entre las condiciones extremas pueden ser significativas.

Los parámetros que influyen en el módulo de elasticidad del concreto son: numero de aplicaciones de carga; frecuencia de carga; relación de agua/cemento y edad de la pasta; propiedades de los agregados; tiempo de curado; aditivos; tipo de ensaye utilizado; contenido de humedad en el concreto y temperatura.

La Tabla 7-9 muestra el comportamiento del módulo de elasticidad en el concreto hidráulico en función de algunos de los factores que lo determinan:

Parámetro		E
Numero de aplicaciones de carga	Aumenta	Disminuye
Frecuencia de carga	Aumenta	Disminuye
Grado de hidratación de la pasta	Aumenta	Aumenta
Contenido de agregados	Aumenta	Aumenta
Tiempo de curado	Aumenta	Aumenta
Aditivos	Aumenta	Disminuye
Temperatura	Aumenta	Disminuye

Tabla 7-9 Parámetros que afectan el módulo de elasticidad en el concreto hidráulico

Tanto la relación agua/cemento de la pasta como su edad, son factores que determinan la resistencia a la compresión del concreto en el momento de su ensaye, por consiguiente su influencia en el módulo de elasticidad puede considerarse agrupada al examinar la relación que normalmente se manifiesta entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto.

La relación agua/cemento es importante también en la determinación de la porosidad de la mezcla. En general, cuando la relación agua/cemento se incrementa, la porosidad se incrementa y el módulo de elasticidad decrece.

Las características de los agregados son importantes en la determinación del módulo de elasticidad del concreto debido a su módulo de elasticidad relativamente alto (comparado al de la pasta de cemento) y su control de la estabilidad volumétrica del concreto.

Los contenidos altos de agregados y el uso de agregados con módulos mayores (por ejemplo, basalto, granito, caliza densa) están asociados generalmente con valores de módulos de elasticidad mayores.

Por simplicidad, el módulo de elasticidad estático es utilizado usualmente en el calculo de esfuerzos máximos en pavimentos de concreto hidráulico. Sin embargo, el módulo de elasticidad determinado de pruebas estáticas puede diferir del determinado mediante ensayes dinámicos. Los valores del módulo dinámico generalmente son mayores comparados con los valores obtenidos en pruebas estáticas.

En relación con la humedad del concreto, en estado saturado exhibe un módulo de elasticidad más alto que en estado seco (contrariamente a lo que ocurre con la resistencia a compresión) y que este incremento en el módulo puede ser del orden del 3%.

Bibliografía

AASHTO (1986). "Standard Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils". AASHTO Designation T 274-82 (1986).

AASHTO (1992). "Resilient Modulus of Unbound Granular Base / Sub-base Materials and Subgrade Soils-SHRP Protocol P46". AASHTO Designation: T294-92 I, Interim Specification 1992.

Abdulshafi, O. A., et al. (1999). "Laboratory Optimization of Asphalt Concrete Intermediate Course Mixes to Improve Flexible Pavement Performance". Transportation Research Record No. 1681, pp. 69-75.

Abou-Zeid, M. N., et al. (1996). "High Dosage Type-C Fly Ash and Limestone in Sand-Gravel Concrete". Transportation Research Record No. 1532, pp. 36-43.

Achampong, F. et al. (1997). "Evaluation of Resilient Modulus for Lime and Cement Stabilized Synthetic Cohesive Soils". Transportation Research Record No. 1589, pp 70-75.

Ali, N., et al. (1995). "Mechanistic Evaluation of Asphalt Concrete Mixtures Containing Reclaimed Roofing Materials". Transportation Research Record No. 1515, pp. 28-36.

Ali, H. A.; Tayabji, S. D. (1998). "Evaluation of Mechanistic Empirical Performance Prediction Models for Flexible Pavements". Transportation Research Record No. 1629, pp. 169-180.

Almudaiheem, J. A.; Al-Sugair, F. H. (1991). "Effect of Loading Magnitude on Measured Resilient Modulus of Asphaltic Concrete Mixes". Transportation Research Record No. 1317, pp. 139-144.

Alonso E. E. (1998). "Succión y Humedad en Bases y Explanadas de Carreteras". Simposio Internacional sobre Drenaje Interno de Firmes y Explanadas". Asociación Técnica de Carreteras. Granada, España, pp. 3-56.

Anderson, J. R.; Thompson, M. R. (1995). "Characterization of Emulsion Aggregate Mixtures". Transportation Research Record No. 1492, pp. 108-117.

Anderson, J. R.; Thompson, M. R. (1995). "Characterization of Emulsion Aggregate Mixtures". Transportation Research Record No. 1766, pp. 48-56.

Arriaga P. M.; Garnica A. P. (1998). "Diagnóstico de las Características Superficiales de los Pavimentos". Publicación Técnica No. 111. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro.

ASTM (1994). "Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. ASTM Designation C 469-94.

ASTM (1995). "Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures". ASTM Designation D 4123- 82.

Ayres Jr., M.; Witczak, M. W. (1995). "Resilient Modulus Properties of Asphalt Rubber Mixes from Field Demonstration Projects in Maryland". Transportation Research Record No. 1492, pp. 96-107.

Baig, S.; Nazarian, S. (1995). "Determination of Resilient Modulus of Subgrades Using Bender Elements" Transportation Research Record No. 1504, pp. 79-86.

Balaguru, P.; Khajuria, A. (1996). "Properties of Polymeric Fiber-Reinforced Concrete". Transportation Research Record No. 1532, pp. 27-35.

Bay, J. A.; Stokoe II, K. H. (1992). "Field and Laboratory Determination of Elastic Properties of Portland Cement Concrete Using Seismic Techniques". Transportation Research Record No. 1355, pp. 67-74.

Behzadi, G.; Yandell W. O. (1996). "Determination of Elastic and Plastic Subgrade Soil Parameters for Asphalt Cracking and Rutting Prediction". Transportation Research Record No. 1540, pp. 97-104.

Bhatti, M. A., et al. (1998). "Nonlinear Analysis of Jointed Concrete Pavements". Transportation Research Record No. 1629, pp. 50-57.

Bhuiyan, J. U., et al. (1995). "Evaluation of Calcareous Course Materials Stabilized with Low Percentage of Lime in South Texas" Transportation Research Record No. 1486, pp. 77-87.

Bonaquist, R.; Witczak, M. W. (1996). "Plasticity Modeling Applied to the Permanent Deformation Response of Granular Materials in Flexible Pavement Systems". Transportation Research Record No. 1540, pp. 7-14.

Boudreau, R. L., et al. (1992). "Effects of Test Parameters on Resilient Modulus of Laboratory-Compacted Asphalt Concrete Specimens". Transportation Research Record No. 1353, pp. 46-52.

Burczyk, James M., et al. (1994). "Factors Influencing Determination of a Subgrade Resilient Modulus Value". Transportation Research Record No. 1462, pp. 72-78.

Brown, S. F. (1996). "Soil Mechanics in Pavement Engineering". 01-05A. Auburn University, Alabama, U.S.A.

Brown, E. et al. (2001). "Performance Testing for Hot Mix Asphalt (Executive Summary)". Geotechnique 46, No. 3, pp. 383-426.

Carmichael, R. F.; Stuart E. (1985). "Predicting Resilient Modulus: A Study to Determine the Mechanical Properties of Subgrade Soils". Transportation Research Record No. 1043, pp. 145-148.

Carpenter, S. H.; Vavrik, W. R. (2001). "Repeated Triaxial Testing During Mix Design for Performance Characterization". Transportation Research Record No. 1767, pp. 76-84.

Chen, Dar-Hao, et al. (1994). "Resilient Moduli of Aggregate Materials: Variability Due to Testing Procedure and Aggregate Type". *Transportation Research Record No. 1462*, pp. 57-64.

Chen, J. S.; Huang, L. S. (2000). "Field and Laboratory Evaluation of ASTM Specification for Polymer-Modified Asphalt Binders". *Transportation Research Board 79th Annual Meeting*. Washington, D.C.

Choubane, B., et al. (1996). "Coarse Aggregate Effects on Elastic Moduli of Concrete". *Transportation Research Record No. 1547*, pp. 29-34.

Cokca, Erdal (2001). "Use of Fly Ashes for the Stabilization of an Expansive Soil". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 127, No. 7, pp. 568-584.

Corté, J. F., et al. (1994). "Investigation of Rutting of Asphalt Surface Layers: Influence of Binder and Axle Loading Configuration". *Transportation Research Record No. 1436*, pp. 28-37.

Cross, S. A., et al. (1996). "Long-Term Performance of Recycled Portland Cement Concrete Pavement". *Transportation Research Record No. 1525*, pp. 115-123.

Daleiden, F. J., et al. (1994). "Analysis of Procedures for Establishing in Situ Subgrade Moduli". *Transportation Research Record No. 1462*, pp. 102-107.

Darter, M. I. et al. (1996). "Evaluation of AASHTO Rigid Pavement Design Model Using Long-Term Pavement Performance Data Base". *Transportation Research Record No. 1525*, pp. 57-71.

Das, B. M. (2001). "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". California State University. Cuarta edición. Internacional Thomson Editores. México.

Deacon, J. A., et al. (1994). "Temperature Considerations in Asphalt-Aggregate Mixture Analysis and Design". *Transportation Research Record No. 1454*, pp. 97-112.

De la Fuente, E. (1989). "El Suelo – Cemento: Sus Usos, Propiedades y Aplicaciones". Universidad Autónoma Metropolitana. Azcapotzalco. México.

Dossey, T., et al. (1994). "Effects of Aggregate Blends on the Properties of Portland Cement Concretes". Research Report 1244-8, Project 0-1244. Texas Department of Transportation. U.S.A.

Dossey, T., et al. (1996). "Development of Jointed Concrete Pavement Data Base for State of Texas". *Transportation Research Record No. 1525*, pp. 97-106.

Elliott, R. P., et al. (1991). "Effect of Aggregate Gradation Variation on Asphalt Concrete Mix Properties". *Transportation Research Record No. 1317*, pp. 52-60.

El-Metwally, A. A.; El-Sekelly, M. (1987). Characterization of Sodium Chloride Stabilized Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Low-Volume Roads in Egypt. University to Leeds.

European Commission (1999). "COST 333. Development of New Bituminous Pavement Design Method: Final Report of the Action". Directorate General Transport. Bruselas, Bélgica.

Fahoum, K., et al. (1996). "Dynamic Properties of Cohesive Soils Treated with Lime". Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 122, No. 5, pp. 382-389.

Farrar, M. J.; Ksaibati, K. (1996). "Resilient Modulus Testing of Lean Emulsified Bases". Transportation Research Record No. 1546, pp 32-40.

Fedroff, D., et al. (1996). "Mechanical Properties of Concrete with Ground Waste Tire Rubber". Transportation Research Record No. 1532, pp. 66-72.

Frabizzio, M. A.; Buch, N. J. (1999). "Investigation of Design Parameters Affecting Transverse Cracking in Jointed Concrete Pavements". Transportation Research Record No. 1668, pp. 24-32.

Freeman, T. J.; Little, D. N. (1998). "Develop Maintenance Strategy Selection Procedures for Pavements Incorporating Semi-Rigid or Chemically Stabilized Layers". Research Report 1722-2. Texas Transportation Institute. U.S.A.

Fwa, T. F.; Aziz, N. K. (1995). "Use of Incinerator Residue in Asphalt Mixtures". Transportation Research Record No. 1515, pp. 64-71.

Garnica A. P. et al. (2000). "Módulos de Resiliencia en Suelos Finos y Materiales Granulares". Publicación Técnica No. 142. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro.

Garnica A. P.; Pérez G. N. (2001). "Influencia de las Condiciones de Compactación en las Deformaciones Permanentes de Suelos Cohesivos Utilizados en la Construcción de Pavimentos". Publicación Técnica No. 165. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro.

Garnica A. P.; Gómez L. A. (2001). "Deformaciones Permanentes en Materiales Granulares para la Sección Estructural de Carreteras". Publicación Técnica No. 176. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro.

George, K. P. (1990). "Characterization and Structural Design of Cement-Treated Base". Transportation Research Record No. 1288, pp 78-87.

Gowda, G. V., et al. (1996). "Arkansas Experience with Crumb Rubber Modified Mixes Using Marshall and Strategic Highway Research Program Level I Design Methods". Transportation Research Record No. 1530, pp. 25-33.

Gutiérrez J. L.; Mendoza A. (2000). "Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional. Análisis Estadístico de la Información Recopilada en las Estaciones Instaladas en 1997". Documento Técnico No. 21. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J. L.; Mendoza A. (2001). "Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional. Análisis Estadístico de la Información Recopilada en las Estaciones Instaladas en 1998, 1999 y 2000". Documento Técnico No. 24. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro.

Hadley, W. O.; Groeger J. L. (1992). "Introduction to Strategic Highway Research Program-Long-Term Pavement Performance Asphalt Concrete Resilient Modulus Testing Program". Transportation Research Record No. 1353, pp. 53-61.

Hall, K. D.; Williams, S. G. (2000). "Effects of Specimen Configuration and Compaction Method on Rutting and Stripping Behavior in Asphalt Concrete Wheel-Tracking Tests". Transportation Research Board 79th Annual Meeting. Washington, D.C.

Hand, A. J., et al. (2001). "Gradation Effects on Hot-Mix Asphalt Performance". Transportation Research Record No. 1767, pp. 152-157.

Hanson, D. I., et al. (1994). "Evaluation and Characterization of a Rubber-Modified Hot Mix Asphalt Pavement". Transportation Research Record No. 1436, pp. 98-107.

Harvey, J., et al. (1991). "Effect of Sample Preparation and Air-Void Measurement on Asphalt Concrete Properties". Transportation Research Record No. 1317, pp. 61-67.

Harvey, J.; Monismith, C.L. (1993). "Effect of Asphalt Concrete Specimen Preparation Variables on Fatigue and Permanent Deformation Test Results Using Strategic Highway Research Program A-003A Proposed Testing Equipment". Transportation Research Record No. 1417, pp. 38-48.

Harvey, J., et al. (1994). "Evaluation of Fatigue and Permanent Deformation Properties of Several Asphalt-Aggregate Field Mixes Using Strategic Highway Research Program A-003A Equipment". Transportation Research Record No. 1454, pp. 123-133.

Houston, W. N., et al. (1993). "Stress State Considerations for Resilient Modulus Testing of Pavement Subgrade". Transportation Research Record No. 1406, pp. 124-132.

Hoyt, D. N., et al. (1987). "Criteria for Asphalt-Rubber Concrete in Civil Airport Pavements". Vol. II – Evaluation of Asphalt-Rubber Concrete. Texas Transport Institute, U.S.A.

Huang Yang H. (1993). "Pavement Analysis and Design". University of Kentucky. Prentice Hall, inc. U.S.A.

Jensen, E. A.; Hansen, W. (2000). "Fracture Energy Test for Highway Concrete: Determining the Effect of Coarse Aggregate on Crack Propagation Resistance". Transportation Research Record No. 1730, pp. 10-17.

Juárez B. E.; Rico R. A. (1992). "Mecánica de Suelos". Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Tercera edición. Editorial Limusa. México.

Juárez B. E.; Rico R. A. (1992). "Mecánica de Suelos". Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Segunda edición. Editorial Limusa. México.

Kamal, M.A., et al. (1993). "Field and Laboratory Evaluation of the Mechanical Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavements". Transportation Research Record No. 1406, pp. 88-97.

Kamel, N. I.; Miller, L. J. (1994). "Comparative Performance of Pavement Mixes Containing Conventional and Engineered Asphalts". Transportation Research Record No. 1454, pp. 172-180.

Kandhal, P. S.; Mallick, R. B. (2001). "Effect of Mix Gradation on Rutting Potential of Dense-Graded Asphalt Mixtures". Transportation Research Record No. 1767, pp. 146-151.

Karasahin M., et al. (1994). "Applicability of Resilient Constitutive Models of Granular Material for Unbound Base Layers". Transportation Research Record No. 1406, pp. 98-107.

Khattak, M. J.; Baladi, G. (1998). "Engineering Properties of Polymer-Modified Asphalt Mixtures". Transportation Research Record No. 1638, pp. 12-22.

Khattak, M. J.; Baladi, G. (2001). "Fatigue and Permanent Deformation Models for Polymer-Modified Asphalt Mixtures". Transportation Research Record No. 1767, pp. 135-145.

Khazanovich, L.; Yu, H. T. (2001). "Modeling of Jointed Plain Concrete Pavement Fatigue Cracking in PaveSpec 3.0". Transportation Research Record No. 1778, pp. 33-42.

Khosla, N. P. (1991). "Effect of the Use of Modifiers on Performance of Asphaltic Pavements". Transportation Research Record No. 1317, pp. 10-22.

Kim, Y. R., et al. (1991). "Effect of Temperature and Mixture Variables on Fatigue Life Predicted by Diametral Fatigue Testing". Transportation Research Record No. 1317, pp. 128-138.

Kim, Y. R., et al. (1992). "Influence of Test Parameters in SHRP P07 Procedure on Resilient Moduli of Asphalt Concrete Field Cores". Transportation Research Record No. 1353, pp. 82-89.

Kim, Dong-Soo; Stokoe, K.H. (1992). "Characterization of Resilient Modulus of Compacted Subgrade Soils Using Resonant Column and Torsional Shear Tests". Transportation Research Record No. 1369, pp. 83-97.

Kim, Dong-Soo; Drabkin, S. (1994). "Accuracy Improvement of External Resilient Modulus Measurements Using Specimen grouting to end platens". Transportation Research Record No. 1462, pp. 65-71.

Kota P. B., et al. (1995). "Investigation of Performance of Heavily Stabilized Bases in Houston, Texas, District". Transportation Research Record No. 1486, pp 68-76.

Krauthammer, T.; Palmieri, L. (1992). "Dynamic Response of Rigid Pavement Joints". Transportation Research Record No. 1370, pp. 43-49.

- Krutz, N. C.; Stroup-Gardiner, M. (1992). "Permanent Deformation Characteristics of Recycled Tire Rubber-Modified and Unmodified Asphalt Concrete Mixtures". *Transportation Research Record No. 1339*, pp. 38-44.
- Lagunes, H. J. (1999). "Caracterización por el Módulo de Resiliencia de Materiales de Subbase en la Ciudad de Chihuahua, para su Utilización en Pavimentos". Universidad Autónoma de Chihuahua. Chihuahua, Chih.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V., (1995). "Mecánica de Suelos". Segunda edición. Editorial LIMUSA. México.
- Lanka Santha B. (1994). "Resilient Modulus of Subgrade Soils: Comparison of Two Constitutive Equations". *Transportation Research Record No. 1462*, pp. 79-90.
- Lee W., Fishman, K. L. (1993). "Resilient and Plastic Behavior of Classifier Tailings and Fly Ash Mixtures". *Transportation Research Record No. 1418*, pp 51-59.
- Lee, W., et al. (1993). "Subgrade Resilient Modulus for Pavement Design and Evaluation". Project No. C-36-52N. Joint Highway Research Project. Purdue University. West Lafayette, Indiana, U.S.A.
- Lee, W., et al. (1995). "Resilient Characteristics of Dune Sand". *Journal of Transportation Engineering*, pp. 502-506.
- Lee W., et al. (1995). "Resilient Modulus of Cohesive Soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 123, No. 2, pp. 131-135.
- Lekarp Fredrik (1997). "Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials". Licentiate Thesis. Department of Infrastructure and Planning. Royal Institute of Technology.
- Lekarp, Fredrik, et al. (1997). "Influences on Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials". *Transportation Research Record No. 1547*, pp. 68-75.
- Lekarp Fredrik, et al. (2000). "State of Art I: Resilient Response of Unbound Aggregates". *Journal of Transportation Engineering*. Vol. 126, No. 1, pp. 66-75.
- Lekarp Fredrik, et al. (2000). "State of Art II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates". *Journal of Transportation Engineering*. Vol. 126, No. 1, pp. 76-84.
- Liang, R. Y.; Lee, S. (1996). "Short-Term and Long-Term Aging Behavior of Rubber Modified Asphalt Paving Mixture". *Transportation Research Record No. 1530*, pp. 11-17.
- Little, Dallas N., et al. (1995). "Identification of the Structural Benefits of Base and Subgrade Stabilization". Research Report 1287-2. Texas Transportation Institute. U.S.A.
- Lozano G. A. et al. (1999). "Aspectos de la Dinámica de Vehículos Pesados y su Relación con el Daño a Pavimentos". Publicación Técnica No. 119. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro.

Madapati, R. R., et al. (1996). "Feasibility of Crumb Rubber Use for Asphalt Pavement Construction". Transportation Research Record No. 1530, pp. 64-71.

Maher, M. H., et al. (1997). "Measurement of Soil Resilient Properties using Noncontacting Proximity Sensors". Transportation Research Record No. 1548, pp. 16-23.

Mallela, J. (2002). "Introduction to Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavements". NHI Course No. 131064. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. U.S.A.

Malpass, G. A.; Khosla, N. P. (1995). "Use of Ground Tire Rubber in Asphalt Concrete Pavements – A Design and Performance Evaluation". Transportation Research Record No. 1515, pp. 11-17.

Marks, V. J., et al. (1991). "Relating Creep Testing to Rutting of Asphalt Concrete Mixes". Transportation Research Record No. 1307, pp. 75-81.

Matthews, J. M.; Monismith, C. L. (1993). "Direct Tension and Simple Stiffness Tests-Tools for the Fatigue Design of Asphalt Concrete Layers". Transportation Research Record No. 1388, pp. 182-199.

Maupin Jr., G. W. (1992). "Virginia's Experimentation with Asphalt Rubber Concrete". Transportation Research Record No. 1339, pp. 9-15.

Mena, F. M., et al. (1994). "Manual de Tecnología del Concreto". Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Ingeniería de la UNAM. Editorial LIMUSA. México.

Mendoza, C. J. (1985). "Propiedades Mecánicas de los Concretos Fabricados en el Distrito Federal". Instituto de Ingeniería de la UNAM. México.

Moffatt, M. A.; Sharp K. G. (1999). "Recent Australian Experience with In Situ Stabilization". Transportation Research Record No. 1652, pp. 203-209.

Mohammad, L. N.; Paul, H. R. (1992). "Evaluation of a New Indirect Tension Test Apparatus". Transportation Research Record No. 1353, pp. 62-68.

Mohammad, L. N., et al. (1993). "Evaluation of Indirect Tensile Test for Determining Structural Properties of Asphalt Mix". Transportation Research Record No. 1417, pp. 58-63.

Mohammad, L. N., et al. (1994). "Influence of Testing Procedure and LVDT Location on Resilient Modulus of Soils". Transportation Research Record No. 1462, pp. 91-101.

Mohammad, L. N., et al. (1995). "Resilient Properties of laboratory Compacted Subgrade Soils". Transportation Research Record No. 1504, pp. 87-102.

Mohammad, L. N., et al. (2000). "Laboratory Performance Evaluation of Cement-Stabilized Soil Base Mixtures". Transportation Research Record No. 1721, pp. 19-28.

Monismith, C.L., et al. (1975). "Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading". Transportation Research Record No. 537, pp. 1-38.

- Monismith, C. L. (1992). "Analytically Based Asphalt Pavement Design and Rehabilitation: Theory to Practice, 1962-1992". Transportation Research Record No. 1354, pp. 5-26.
- Monismith, C. L., et al. (1994). "Fatigue Response of Asphalt – Aggregate Mixes". SHRP-A-404. National Research Council. Washington, D.C. U.S.A.
- Monismith, C. L., et al. (1994). "Permanent Deformation Response of Asphalt – Aggregate Mixes". SHRP-A-415. National Research Council. Washington, D.C. U.S.A.
- Moody, E. D. (1998). "Transverse Cracking Distress in Long-Term Pavement Performance Jointed Concrete Pavement Sections". Transportation Research Record No. 1629, pp. 6-12.
- Nasim, M. A., et al. (1991). "Behavior of a Rigid Pavement Under Moving Dynamic Loads". Transportation Research Record No. 1307, pp. 129-135.
- Nataatmadja, A. (2001). "Some Characteristics of Foamed Bitumen Mixes". Transportation Research Record No. 1767, pp. 120-125.
- Nazarian, S.; Feliberti, M. (1993). "Methodology for Resilient Modulus Testing of Cohesionless Subgrades". Transportation Research Record No. 1406, pp. 108-115.
- Nazarian, S. et al. (1996). "Testing Methodology for Resilient Modulus of Base Materials". Transportation Research Record No. 1547, pp. 46-52.
- Nelson, J. D.; Miller, D. J. (1992). "Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering". Department of Civil Engineering. Colorado State University. John Wiley & Sons, inc. USA.
- Nicholson, P. G., et al. (1994). "Lime and Fly Ash Admixture Improvement of Tropical Hawaiian Soils". Transportation Research Record No. 1440, pp. 71-78.
- Obil V., E. Y. (2002). "Estabilización de Suelos con Cloruro de Sodio". Universidad Autónoma de Chihuahua. Chihuahua, Chih.
- Othman, A., et al. (1995). "Fatigue Behavior of Styrene-Butadiene-Styrene Modified Asphaltic Mixtures Exposed to Low-Temperature Cyclic Aging". Transportation Research Record No. 1492, pp. 129-134.
- Ovik, J.; et al. (1999). "Characterizing Seasonal Variations in Flexible Pavement Material Properties". Transportation Research Record No. 1684, pp. 1-7.
- Park, T., et al. (1996). "Evaluation of Pyrolyzed Carbon Black from Scrap Tires as Additive in Hot Mix Asphalt". Transportation Research Record No. 1530, pp. 43-50.
- Pérez G. N. (1999). "Caracterización del Comportamiento Esfuerzo – Deformación de Suelos Compactados en Ensayes Cíclicos". Universidad Autónoma de Querétaro, Maestría en Mecánica de Suelos.

Pérez R. M. (1993). "Succión y Comportamiento Esfuerzo – Deformación en Suelos Expansivos de Jurica y Tejada, Qro". Universidad Autónoma de Querétaro. Querétaro, Qro.

Prowell, B. D. (2001). "Design, Construction, and Early Performance of Virginia's Hot-Mix asphalt Stabilizer and Modifier Test Sections". Transportation Research Record No. 1767, pp. 7-14.

Prusinski, J. R.; Bhattacharja, S. (1999). "Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clays Soils". Transportation Research Record No. 1652, pp. 215-227.

Puppala, A. J., et al. (1996). "Engineering Behavior of Lime-Treated Louisiana Subgrade Soil". Transportation Research Record No. 1546, pp. 24-31.

Raad, L., et al. (1993). "Remaining Fatigue Life Analysis: Comparison between Dense-Graded Conventional Asphalt Concrete and Gap-Graded Asphalt-Rubber Hot Mix". Transportation Research Record No. 1388, pp. 97-107.

Raad, L., et al. (2001). "Field Aging Effects on Fatigue of Asphalt Concrete and Asphalt-Rubber Concrete". Transportation Research Record No. 1767, pp. 126-134.

Raja, Z. I.; Zinder, M. B. (1991). "Factors Affecting Deterioration of Transverse Cracks in Jointed Reinforced Concrete Pavements". Transportation Research Record No. 1307, pp. 162-168.

Rebala, S. R.; Estakhri, C. K. (1995). "Laboratory Evaluation of Crumb Rubber Modified Mixtures Designed Using TxDOT Mixture Design Method". Transportation Research Record No. 1515, pp. 1-10.

Rico R. A.; Del Castillo H. (1994). "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres". Volumen 1. Editorial LIMUSA. México.

Rico R. A.; Del Castillo H. (1992). "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres". Volumen 2. Editorial LIMUSA. México.

Rico, R. A., et al. (1998). "Pavimentos Flexibles. Problemática, Metodologías de Diseño y Tendencias". Instituto Mexicano del Transporte. Publicación Técnica No. 104. Querétaro.

Roesler, J. R.; Barenberg, E. J. (1999). "Effect of Static and Fatigue Cracking on Concrete Strain Measurements". Transportation Research Record No. 1684, pp. 51-60.

Roesler, J. R.; Barenberg, E. J. (1999). "Fatigue and Static Testing of Concrete Slabs". Transportation Research Record No. 1684, pp. 71-80.

Rogers, C. D. F.; Lee, S. J. (1994). "Drained Shear Strength of Lime – Clay Mixes". Transportation Research Record No. 1440, pp. 53-62.

Romero, P.; Anderson, R. M. (2001). "Variability of Asphalt Mixture Tests using Superpave Shear Tester Repeated Shear at Constant Height Test". Transportation Research Record No. 1767, pp. 95-101.

Roque, R., et al. (1998). "Short-Loading-Time Stiffness from Creep, Resilient Modulus, and Strength Tests Using Superpave Indirect Tension Test". Transportation Research Record No. 1630, pp. 10-20.

Ruiz A. C. G. (1997). "Estudio de la Deformación Permanente de un Suelo Compactado para Capa Subrasante, Sometido a Carga Cíclica". Universidad Autónoma de Chihuahua. Chihuahua, Chih.

Salazar, R. A. (1998). "Guía para el Diseño y Construcción de Pavimentos Rígidos". Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. México.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (1994). "Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Transporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal". México.

Sharp, K. D. (1993). "Fly ash for Soil Improvement. Geotechnical Special Publication No. 36". American Society of Civil Engineers. New York, U.S.A.

Smith, K. D., et al. (1992). "Analysis of Concrete Pavements Subjected to Early Loading". Transportation Research Record No. 1370, pp. 1-10.

Sousa, J. B., et al. (1998). "Effect of Aggregate Gradation on Fatigue Life of Asphalt Concrete Mixes". Transportation Research Record No. 1630, pp. 62-68.

Stuart, K. D. (1993). "Asphalt Mixtures Containing Chemically Modified Binders". Transportation Research Record No. 1417, pp. 74-83.

Suh, Y. C., et al. (1991). "Development and Application of Randomness Index for Continuously Reinforced Concrete Pavement". Transportation Research Record No. 1307, pp. 136-142.

Sundar, S. S, et al. (2001). "Performance Characteristics of Synergy Fiber-Reinforced Concretes". Transportation Research Record No. 1775, pp. 97-105.

Sweatman P., et al. (1992). "OECD Expert Group. Dynamic Loading of Pavements". Report IRRD No. 847714. Organisation for Economic Cooperation and Development. Road Transport Research. Paris.

Sweatman P., et al. (1998). "OECD Expert Group. Dynamic Interaction between Vehicles and Infrastructure Experiment (DIVINE)". Technical Report. IRRD No. 899920. Organisation for Economic Cooperation and Development. Road Transport Research. Paris.

Tawfiq, K. et al. (1996). "Permeability of Concrete Subjected to Cyclic Loading". Transportation Research Record No. 1532, pp. 51-59.

Tayebali, A. A., et al. (1994). "Stiffness of Asphalt – Aggregate Mixes". SHRP-A-388. National Research Council. Washington, D.C. U.S.A.

Tayebali, A. A., et al. (1995). "Comparison of Axial and Diametral Resilient Stiffness of Asphalt–Aggregate Mixes". Transportation Research Record No. 1492, pp. 135-143.

- Thompson, M. R. (1994). "High-Strength Stabilized Base Thickness Design Procedure". Transportation Research Record No. 1440, pp. 1-7.
- Timm, D., et al. (1998). "Development of Mechanistic-empirical Pavement Design in Minnesota". Transportation Research Record No. 1629, pp. 81-188.
- Tseng, K. H.; Lytton, R. L. (1990). "Fatigue Damage Properties of Asphaltic Concrete Pavements". Transportation Research Record No. 1286, pp. 150-163.
- Tuncer, E. R.; Basma, A. A. (1991). "Strength and Stress-Strain Characteristics of a Lime-Treated Cohesive Soil". Transportation Research Record No. 1295, pp. 70-79.
- Usmen, M. A.; Bowders Jr., J. J. (1990). "Stabilization Characteristics of Class F Fly Ash". Transportation Research Record No. 1288, pp. 59-69.
- Wahhab, H. A.; Khan, Z. A. (1991). "Evaluation of Marshall and Hveem Mix Design Procedures for Local Use". Transportation Research Record No. 1317, pp. 68-76.
- Wang, J. N., et al. (2001). "Mechanistic Analysis of Asphalt Pavement, using Superpave Shear Tester and Hamburg Wheel-Tracking Device". Transportation Research Record No. 1767, pp. 102-110.
- Wenglas L. G. (1997). "Método Simplificado de Diseño de Pavimentos Flexibles Basado en Modelos Mecanicistas". Universidad Autónoma de Chihuahua. Chihuahua, Chih.
- Whitlow R. (1994). "Fundamentos de Mecánica de Suelos". Segunda edición. Editorial CECSA. México.
- Witczak Matthew, W. et al (1995). "Use of Nonlinear Subgrade Modulus in AASHTO Design Procedure". Journal of Transportation Engineering. Vol 120, No. 3, pp. 273-282.
- Yoder, E.J.; Withczak M. W, (1975). "Principles of Pavement Design". Second edition. John Wiley & Sons, Inc. U.S.A.
- Yuk G. W., et al. (1998). "Succión y Módulo Resiliente: Un Estudio Realizado en un Centro de Ensayos a Escala Real en el Sur de Brasil". Simposio Internacional sobre Drenaje Interno de Firmes y Explanadas". Asociación Técnica de Carreteras. Granada, España, pp. 129-136.
- Yuk G. W., et al. (1998). "Estudio Sobre la Influencia de la Succión en el Módulo Resiliente de los Suelos de Explanada para Firmes de Carreteras". Simposio Internacional sobre Drenaje Interno de Firmes y Explanadas". Asociación Técnica de Carreteras. Granada, España, pp. 137-144.
- Zaman, Musharraf, et al (1993). "Resilient Moduli of Granular Materials". Journal of Transportation Engineering. Vol. 120, No. 6, pp. 967-988.
- Zepeda G. A. (1989). "Propiedades Mecánicas e Hidráulicas en Suelos no Saturados". Curso Internacional de Mecánica de Suelos Arcillosos. Universidad Autónoma de Querétaro. México.

Zhou, H., et al. (1994). "Evaluation of Three Polymer Modified Asphalt Concretes". Transportation Research Record No. 1454, pp. 181-192.

Zollinger, D. G. (1997). "Experiencias del Programa de Comportamiento de Pavimentos Rígidos a Largo Plazo (LTPP) en los Estados Unidos. Estado del Arte de los Pavimentos Rígidos en México; Tendencias, Diseño, Materiales, Construcción, Supervisión y Conservación. Asociación Mexicana de Vías Terrestres. México.

**CIUDAD DE MEXICO**

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

SANFANDILA

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

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