

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**LA GEOGRILLA DE FIBRA DE VIDRIO, EN EL
MARCO DE LA MECÁNICA DE MATERIALES,
COMO ALTERNATIVA PARA LA REPARACIÓN
DE PAVIMENTOS**



**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

PRESENTADO POR: MIJAIL ALEXIS RAMÍREZ GUTIÉRREZ

LIMA – PERÚ

2013

Al Dios Creador, quien es el substrato de todo conocimiento humano. A mis padres, quienes dieron lo mejor de sí mismos para hacer posible mi realización profesional. A Paula, por su paciencia e incondicional amor. A mis hermanos, por compartir conmigo sus vidas y experiencias.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento al M. Sc. Ing. Néstor Huamán Guerrero quien, a pesar de sus múltiples ocupaciones propias de su labor como docente y consultor, se mostró solícito para brindarme su apoyo incalculable en la elaboración de esta tesis.

Me es imperioso agradecer a EMIN S.A. Ingeniería y Construcción, quienes me proporcionaron el material e información, sin los cuales no hubiera sido posible realizar esta tesis. Sin quitar mérito a todos quienes me apoyaron en la empresa, agradezco al Ing. Pablo Cereceda, quien se encargó de brindarme todas las facilidades para elaborar mi tesis, entendiendo que era extranjero.

Agradecer también al Laboratorio de Estructuras del CISMID, y en particular al Ing. Luis Lavado, quien se encargó de realizar los ensayos de laboratorio, siempre atendiéndome con mucha cordialidad. No quiero olvidarme de los trabajadores del laboratorio, quienes se mostraron diligentes en todo momento.

Asimismo, agradecer a la Ing. Mercedes Rodríguez Prieto, por tomarse el tiempo de revisar el Plan de Tesis.

Por último, agradecer a todo el grupo humano que conforma la Universidad Ricardo Palma, pues todos son partícipes para tener un Centro de Estudios competente.

PRESENTACIÓN

Las vías terrestres son fundamentales para el desarrollo socioeconómico de un país. Éstas interconectan poblaciones, que las utilizan para el intercambio de su producción de bienes y servicios. Debido a esto, se hace necesaria la construcción de más carreteras pavimentadas que hagan posible un eficiente dinamismo en el flujo de personas y mercancías; más aún, una eficaz red de caminos pavimentados para así poder optimizar dicho trueque.

Como se menciona líneas arriba, es necesaria la eficiencia del trabajo de las vías, lo cual se logra no sólo con una adecuada construcción de éstas, sino, en gran medida, con el mantenimiento de las mismas. Históricamente y sólo basta hacer un ejercicio visual, el mantenimiento de las vías terrestres ha sido deficitaria en nuestro país.

Uno de los tipos de fallas más comunes que sufre un pavimento es el agrietamiento por fatiga o reflexión, el cual es producido generalmente por la carga del tráfico, el endurecimiento por vejez o los ciclos de cambio de temperatura. Cuando se presenta el agrietamiento, el remedio tradicional en la mayoría de países ha sido utilizar sobrecarpetas de asfalto más gruesas. Por cada pulgada de sobrecarpeta se impide generalmente que la reflexión de las grietas llegue a la superficie por un periodo de un año.

La tendencia predominante de los principales países europeos y americanos ha sido utilización de sistemas de capa intermedia, y en los últimos años el de una geogrilla de refuerzo de alto módulo de elasticidad. La función principal es absorber las tensiones provenientes de las dilataciones o deformaciones de las placas del pavimento antiguo provocadas por el tráfico de vehículos o dilatación y contracción térmica de los elementos del pavimento antiguo. Esta geogrilla de refuerzo es un material compuesto de una serie de hilos de fibra de vidrio, cubiertas de un polímero elastomérico, que crea una estructura en forma de malla.

Es en este escenario en el cual se enmarca esta tesis, que tiene como objetivo mostrar los beneficios ingenieriles de este material en la problemática descrita. Se hará hincapié en los pavimentos flexibles.

ÍNDICE

CAPÍTULO I: PAVIMENTOS ASFÁLTICOS: CONCEPTOS GENERALES Y EVALUACIÓN	9
1.1 Pavimento	9
1.2 Clasificación de los pavimentos	9
1.2.1 Pavimentos flexibles	9
1.2.2 Pavimentos semi-rígidos	9
1.2.3 Pavimentos rígidos.....	11
1.2.4 Pavimentos articulados	11
1.3 Asfalto.....	11
1.3.1 Obtención y tipos	13
1.3.2 Asfaltos para rehabilitación de pavimentos	13
1.4 Agregados	16
1.5 Aplicaciones constructivas de pavimentos asfálticos	17
1.5.1 Definiciones y propiedades.....	17
1.5.2 Bases y sub-bases.....	18
1.5.3 Riegos Asfálticos	19
1.6 Evaluación superficial de pavimentos asfálticos	21
1.6.1 Procedimiento de evaluación	23
1.6.2 Evaluación por medición de la rugosidad superficial.....	25
1.7 Evaluación Estructural del pavimento	25
1.7.1 Investigación de la condición para determinar la idoneidad estructural. 27	
1.7.2 Análisis de componentes de un pavimento.	27
1.7.3 Localización de muestras por la técnica del muestreo al azar.	29
1.8 Método del índice de condición del pavimento (PCI - Pavement Condition Index) 34	
1.8.1 Procedimiento de evaluación de la condición del pavimento.....	35
1.8.2 Cálculo del PCI de las unidades de muestreo	40
1.8.3 Cálculo del PCI de una sección de pavimento.....	43
1.9 Manual de daños	44

1.9.1	Manual de Daños en vías con superficie de concreto asfáltico	45
CAPITULO II : FALLAS EN LOS PAVIMENTOS, EN EL ESCENARIO DE LA MECÁNICA DE MATERIALES		55
2.1	Generalidades.....	55
2.2	Tipos de fallas en los pavimentos asfálticos.....	56
2.3	Caracterización de la sollicitación en pavimentos	57
2.3.1	Influencia del tránsito en la aplicación de las cargas en pavimentos.....	57
2.3.2	Naturaleza cíclica de las cargas que actúan en un pavimento	58
2.3.3	Mediciones de esfuerzos y deformaciones en casos reales.....	69
2.3.4	Estimación de niveles de esfuerzos utilizando la teoría de Boussinesq.	71
2.3.5	Concepto de módulo de resiliencia	75
2.4	Mecanismo de deformación de un material sujeto a carga cíclica	77
2.5	Agrietamiento por fatiga	79
2.6	Dispositivos experimentales usuales	82
2.7	Factores que afectan la fatiga en el concreto asfáltico.....	84
2.7.1	Nivel de esfuerzos del suelo	85
2.7.2	Tipo de asfalto	86
2.7.3	Contenido de asfalto	87
2.7.4	Tipo de agregados	89
2.7.5	Contenido de vacíos.....	89
2.7.6	Método de compactación	91
2.7.7	Tipo y contenido de modificadores	91
2.7.8	Temperatura	94
2.8	Modelos constitutivos para la determinación de la fatiga en el concreto asfáltico.....	95
CAPITULO III : GEOGRILLA DE FIBRA DE VIDRIO		101
3.1	Generalidades.....	101
3.2	Geogrilla de fibra de vidrio.....	102
3.2.1	Aplicabilidad.....	102
3.2.2	Especificaciones técnicas del material.....	106
3.2.3	Investigaciones realizadas.....	108
3.2.4	Utilización en otros países	114
3.3	Desempeño de la Geogrilla de Fibra de Vidrio	118

3.3.1	Resistencia a la tensión	118
3.3.2	Esfuerzos inducidos y material	119
3.3.3	Comportamiento en la reparación de pavimentos.....	121
3.4	Procedimiento de instalación	124
3.4.1	Preparación del pavimento.....	124
3.4.2	Prueba de adhesión	125
3.4.3	Riego de liga	126
3.4.4	Colocación del material	127
3.4.5	Almacenamiento del material	130
3.5	Consideraciones económicas	131
CAPÍTULO IV : ENSAYOS DE LABORATORIO Y CONTROLES		134
4.1	Generalidades.....	134
4.2	Objetivo del estudio	134
4.3	Diversos sistemas de mantención que retardan la reflexión de fisuras.....	134
4.4	Metodología de los sistemas	136
4.5	Ensayo: Prueba de carga cíclica.....	137
4.5.1	Preparación de la probeta.....	138
4.5.2	Características de la máquina universal hidráulica.....	142
4.5.3	Procedimiento de ensayo	146
4.6	Resultados y análisis de los ensayos	154
4.6.1	Frecuencia	155
4.6.2	Periodo	159
4.6.3	Variación de la carga	164
4.6.4	Variación de la longitud, respecto de la carga	168
4.6.5	Propagación de grietas	173
4.6.6	Propagación de grieta en relación con la carga.....	178
4.6.7	Comparación de resultados	184
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		194
APÉNDICES		197
APÉNDICE A.....		197
APÉNDICE B		203
APÉNDICE C		209
APÉNDICE D.....		210

APÉNDICE E	214
APENDICE F	218
BIBLIOGRAFÍA	222

CAPÍTULO I : PAVIMENTOS ASFÁLTICOS: CONCEPTOS GENERALES Y EVALUACIÓN

1.1 Pavimento

Pavimento es toda estructura que descansa sobre el terreno de fundación o sub-rasante, formada ésta por las diferentes capas de sub-base, base y carpeta de rodadura. Tiene el objetivo de distribuir las cargas del tránsito sobre el suelo, proporcionando una superficie de rodadura suave para los vehículos, además de proteger al suelo de los efectos adversos del clima, los cuales afectan su resistencia al soporte estable del mismo.

El pavimento soporta y distribuye la carga en una presión unitaria, lo suficientemente disminuida para estar dentro de la capacidad del suelo, que constituye la capa de apoyo, reduciendo la tendencia a la formación de fallas.

1.2 Clasificación de los pavimentos

Una de las formas más usuales de clasificar los pavimentos en nuestro medio es la división en cuatro tipos: pavimentos flexibles, pavimentos semi-rígidos o semi-flexibles, pavimentos rígidos y pavimentos articulados.

1.2.1 Pavimentos flexibles

Estos tipos de pavimentos están formados por una carpeta bituminosa apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas, la base y la sub-base (figura 1.1). No obstante, pueden prescindirse de cualquiera de estas capas dependiendo de las necesidades particulares de cada obra.

1.2.2 Pavimentos semi-rígidos

Aunque este tipo de pavimento guarda básicamente la misma estructura de un pavimento flexible, una de sus capas se encuentra rigidizada artificialmente con un aditivo que puede ser: asfalto, emulsión, cemento, cal y químicos. El empleo de estos aditivos tiene la finalidad básica de corregir o modificar las propiedades mecánicas de los materiales locales que no son aptos para la construcción de las capas del pavimento, teniendo en cuenta que los adecuados se encuentran a distancias tales que encarecerían notablemente los costos de construcción.

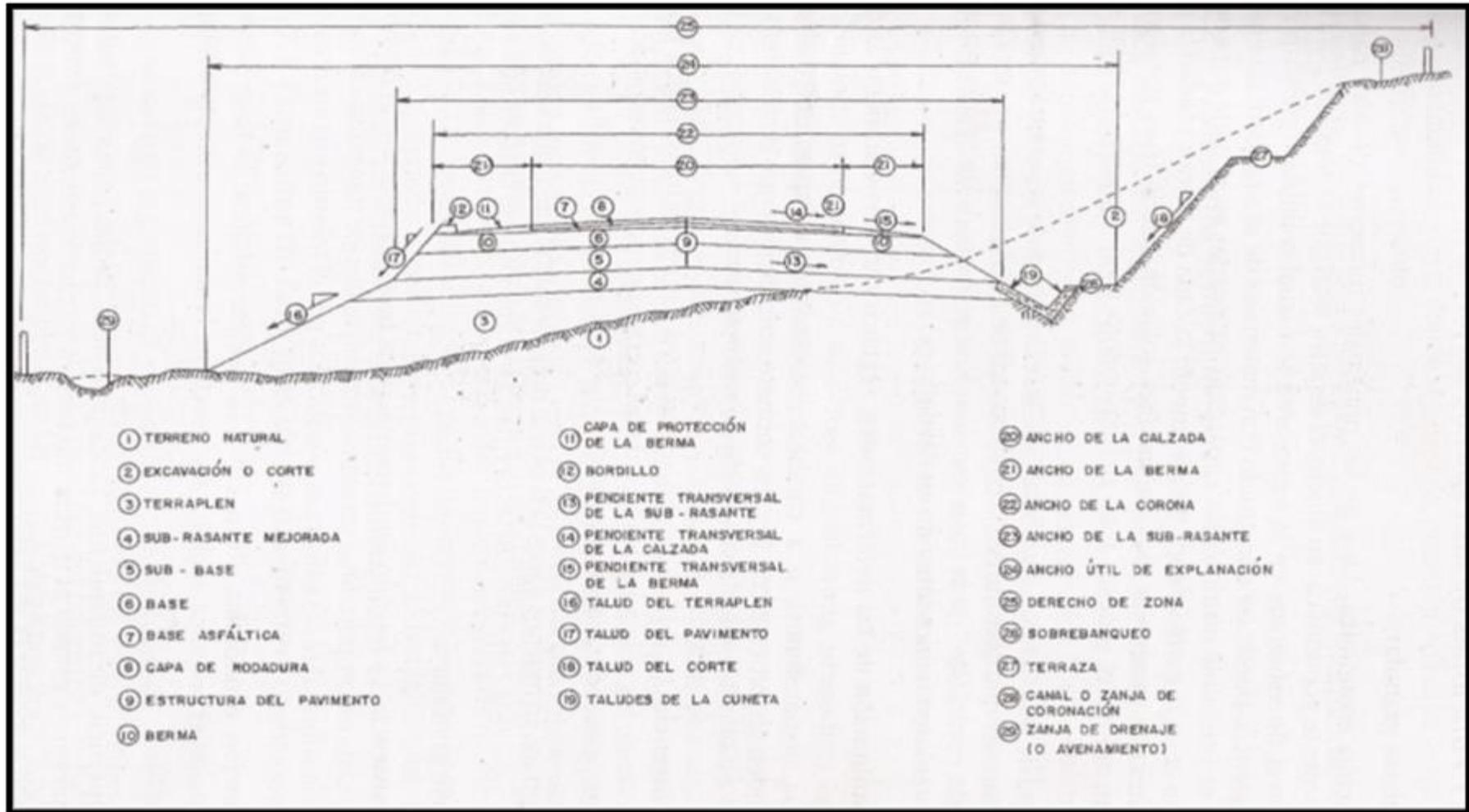


Figura 1.1. Sección típica de un pavimento flexible. (J. Céspedes, 2002)

1.2.3 Pavimentos rígidos

Son aquellos que fundamentalmente están constituidos por una losa de concreto hidráulico, apoyada sobre la sub-rasante o sobre una capa de material seleccionado, la cual se denomina sub-base del pavimento rígido (ver figura 1.2). Debido a la alta rigidez del concreto hidráulico así como de su elevado coeficiente de elasticidad, la distribución de los esfuerzos se produce en una zona muy amplia. Además como el concreto es capaz de resistir, en cierto grado, esfuerzos a la tensión, el comportamiento de un pavimento rígido es suficientemente satisfactorio aun cuando existan zonas débiles en la sub-rasante. La capacidad estructural de un pavimento rígido depende de la resistencia de las losas y, por lo tanto, el apoyo de las capas subyacentes ejerce poca influencia en el diseño del espesor del pavimento.

1.2.4 Pavimentos articulados

Los pavimentos articulados están compuestos por una capa de rodadura que está elaborada con bloques de concreto prefabricados, llamados adoquines, de espesor uniforme e iguales entre si. Ésta puede ir sobre una capa delgada de arena, la cual a su vez se apoya sobre una capa de base granular o directamente sobre la sub-rasante, dependiendo de la calidad de ésta y de la magnitud y frecuencia de las cargas que circularán por dicho pavimento.

1.3 Asfalto

Es un material aglomerante de color oscuro, constituido por mezclas complejas de hidrocarburos no volátiles de alto peso molecular, originarios del petróleo crudo, en el cual están disueltos. Puede obtenerse por evaporación natural de depósitos localizados en la superficie terrestre, denominados asfaltos naturales, o por medio de procesos de destilación industrial. El componente predominante en los asfaltos es el bitumen. Los asfaltos destilados del petróleo son producidos ya sea por destilación por vapor o por aire. La destilación por vapor produce un excelente asfalto para pavimentos, mientras que el producto de destilación por aire o soplado tiene una escasa aplicación en pavimentación.

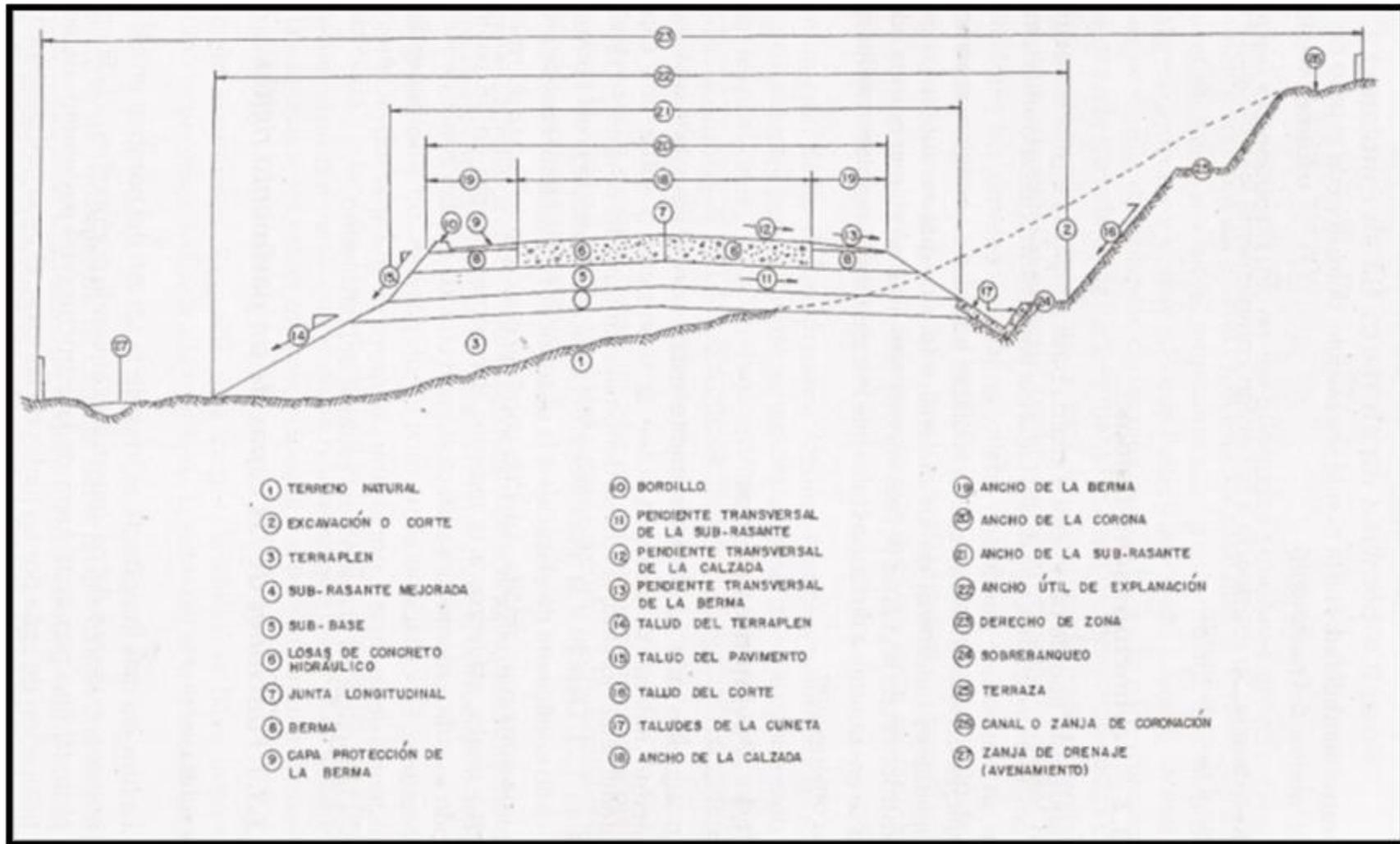


Figura 1.2. Sección típica de un pavimento rígido (J. Céspedes, 2002).

1.3.1 Obtención y tipos

Según el origen del petróleo crudo, la composición de base se divide en:

- Base asfáltica
- Base parafínica
- Base intermedia

Los asfaltos de base asfáltica, es decir, asfaltos obtenidos de petróleos asfálticos, son más deseables para pavimentación debido a que tienen buenas características ligantes y de resistencia al envejecimiento por acción del clima. Los asfaltos de base parafínica se oxidan lentamente expuestos a la intemperie, dejando un residuo escamosos y de poco valor como ligante.

De acuerdo a su aplicación, los asfaltos los podemos clasificar en dos grandes grupos:

- Asfaltos para pavimentos
- Asfaltos industriales

1.3.2 Asfaltos para rehabilitación de pavimentos

Estos se subdividen en:

- Cementos asfálticos
 - Asfaltos cortados
 - Emulsiones asfálticas
- a) Cementos asfálticos

Los cementos asfálticos son preparados especialmente para pavimentación.

Es un material ideal para la construcción de pavimentos ya que:

- Es un material aglomerante, resistente, muy adhesivo, impermeable y duradero.
- Es consistente y puro.

- Es termoplástico, es decir, se licúa a medida que se va calentando.
- Es resistente a los ácidos, sales y álcalis.

Se denominan por las letras CAP PEN, y se clasifican según su grado de dureza, el que se mide según el ensayo de penetración. Podemos distinguir CAP PEN 40 – 50, CAP PEN 60 – 70, etc.; CAP indica que es un cemento asfáltico y PEN y los números el rango de penetración. Para su aplicación debe estar libre de agua y tener características homogéneas.

En el Perú los CAP PEN más utilizados son:

- CAP PEN 60 – 70: en mezcla en planta en caliente para la construcción de bases binder y carpetas de rodado.
- CAP PEN 85 – 100: en mezcla en planta en caliente para la construcción de bases binder y carpetas de rodado.
- CAP PEN 100 – 120: usados en tratamientos superficiales.

Su aplicación no debe hacerse bajo amenaza de lluvia, temperatura ambiente bajo los 10°C y en superficies húmedas, tampoco deben ser calentadas sobre los 170 °C.

b) Asfaltos cortados

Los asfaltos cortados, AC, llamados también diluidos, líquidos o Cut-backs, son asfaltos líquidos que resultan de la dilución de cemento asfáltico con destilados del petróleo. Se presenta como un líquido de color negro, de viscosidad variable.

Los solventes usados actúan como vehículos, proporcionando productos menos viscosos que pueden ser aplicados a bajas temperaturas. Los solventes se evaporan después de su aplicación.

Se clasifican según:

1. Su velocidad de curado: lo cual se divide en 3 categorías:

1) RC: Asfalto Cortado de Curado Rápido (Rapid Curing); se producen al mezclar CAP PEN con destilados ligeros del tipo nafta o gasolina. Se utilizan generalmente en:

- RC – 1 / RC – 70: Riegos de liga.
- RC – 2 / RC – 250: Mezclas asfálticas abiertas.
- RC – 3 / RC – 800: Sellos de arena, tratamientos superficiales.
- RC – 5 / RC – 3000: Sellos de arena, macadam de penetración.

2) MC: Asfalto Cortado de Curado Medio (Médium Curing), cuyo solvente es la parafina o kerosene, lo que le da trabajabilidad a temperaturas relativamente bajas. Se emplean en:

- MC – 0 / MC – 30: Como imprimante en bases estabilizadas.
- MC – 2 / MC – 250: Mezclas en sitio de graduación abierta y cerrada.
- MC – 3 / MC – 800: Mezclas en sitio de graduación abierta y cerrada.
- MC – 4, MC – 5 / MC – 3000: En zonas calurosas y agregados absorbentes.

3) SC: Asfaltos Cortados de Curado Lento (Slow Curing), cuyos aceites son los que le dan cierta fluidez.

Este tipo de asfalto ya no se utiliza.

2. Según su viscosidad cinemática (centistokes): 30, 70, 250, 800, 3000.

3. Según grados antiguos: 0, 1, 2, 3, 4, 5, de menor a mayor viscosidad que definen rangos en Segundos Saybot Furol.

Los asfaltos cortados (AC) no deben emplearse en días de lluvia o con amenaza de lluvia, en temperaturas inferiores a 10°C y en superficies húmedas.

c) Emulsiones asfálticas

Son de cemento asfáltico en una fase acuosa, con estabilidad variable. El tiempo de quiebre y la viscosidad de las emulsiones dependen, entre otros factores, de la calidad y la cantidad de los agentes emulsificantes. La cantidad de emulsificantes y aditivos químicos utilizados varía generalmente de 0.2 % a 5 % y la cantidad de asfalto en el orden de 60 % a 70 %.

El color de las emulsiones asfálticas antes del quiebre es marrón y después del quiebre negro, constituyéndole en un elemento auxiliar para la inspección visual. Las emulsiones asfálticas se clasifican de acuerdo a la carga de la partícula en:

- Catiónica
- Aniónica

En cuanto al tiempo de quiebre, se clasifican en:

- Quiebre rápido
- Quiebre medio
- Quiebre lento

1.4 Agregados

Los agregados constituyen una parte importante para cualquier mezcla utilizada en pavimentación, ya que estos ayudan al comportamiento mecánico de la mezcla asfáltica. Podemos definirlos como fragmentos duros e inertes; estos incluyen grava, gravilla, arena, roca y polvo de roca. En la mezcla para pavimentos asfálticos, el agregado aporta del 90 al 95% del peso total de la mezcla, mientras que el asfalto el 10 ó el 5 % restante.

La dosificación asfalto-agregado es muy importante y requiere de un control muy riguroso, especialmente de la granulometría del agregado. Un pavimento con exceso de asfalto provoca una superficie inestable y uno con bajo contenido de éste produce un

pavimento áspero, propenso a la desintegración, bajando así sus características de impermeabilidad y durabilidad. Por esta razón se requiere de profesionales competentes para el control de la mezcla asfáltica.

1.5 Aplicaciones constructivas de pavimentos asfálticos

1.5.1 Definiciones y propiedades

Pavimento asfáltico se define como cualquier pavimento que tenga una superficie asfáltica. Consiste en una capa superficial de agregado mineral cubierto y ligado con asfalto y una o más capas portantes.

El pavimento asfáltico en sí, está compuesto por todas las capas sobre la sub-rasante.

Las capas siguientes a la sub-rasante son las sub-bases y bases, siendo éstas un material granular compuesto principalmente por roca triturada, grava, arena o combinaciones de ellas. La capa superficial es la superficie asfáltica de rodamiento, la que varía entre los 25 mm hasta 75 mm de espesor. Ver figuras 1.3 y 1.4.

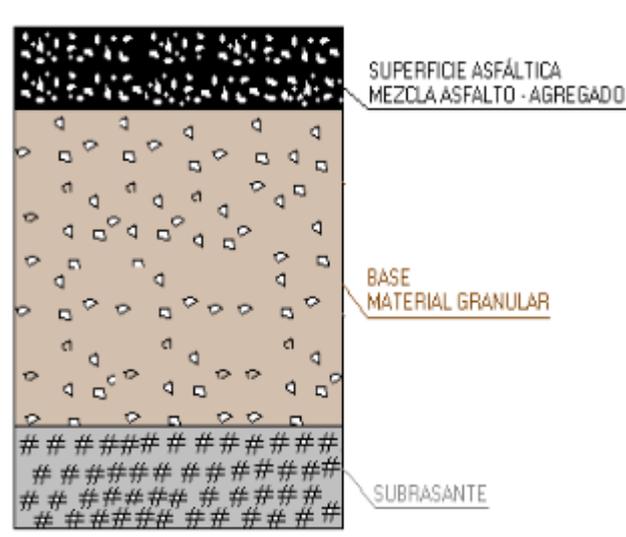


Figura 1.3. Esquema de pavimento asfáltico (M. Valenzuela, 2003)

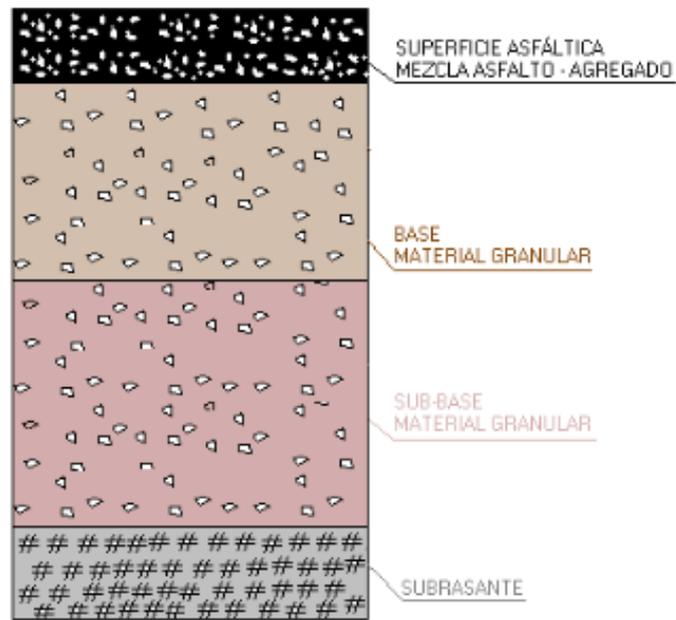


Figura 1.4. Esquema distinto de pavimento asfáltico (M. Valenzuela, 2003)

La ventaja principal del pavimento asfáltico es la economía de su construcción, puesto que se logra con el uso de materiales locales disponibles.

Las propiedades que debe tener la superficie de un pavimento asfáltico son:

1. Ser impermeable
2. Tener la pendiente necesaria para que el agua escurra hacia los costados del camino.
3. Debe conservar las propiedades antideslizantes.
4. Debe estar ligada a las cargas que están por debajo de ella.

1.5.2 Bases y sub-bases

La base y la sub-base son elementos estructurales del pavimento. Al estar ligadas con la superficie asfáltica, tienen por objetivo distribuir las cargas del tránsito sobre la subrasante. Para satisfacer este propósito las bases y sub-bases deben ser tratadas, es decir, deben ser construidas con propiedades de resistencia interna necesaria.

La sub-base deberá construirse por capas no superiores a 30 cm ni inferiores a 12 cm, en caso que el espesor sea superior a los 30 cm la sub-base deberá extenderse y compactarse por capas. Se compacta primero con rodillo vibratorio y se termina con rodillos lisos o neumáticos.

Unos de los tratamientos usados más comunes, es mezclar el material granular con asfalto, obteniéndose así una base asfáltica.

Es considerada el tipo más moderno y confiable para tránsito vehicular, el Pavimento Asfáltico Integral (Full depth), que consiste en que toda la estructura del pavimento asfáltico está compuesto por mezclas asfálticas. Ver fig.1.5.

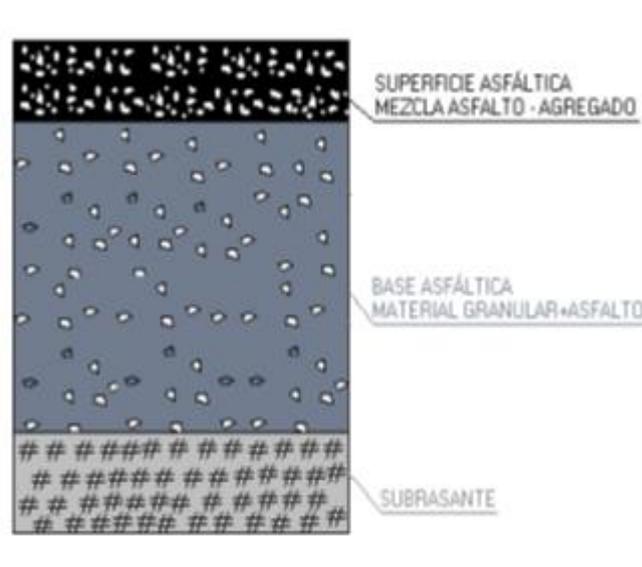


Figura 1.5. Esquema de pavimento asfáltico integral (M. Valenzuela, 2003)

Es muy importante que las bases y sub-bases estén debidamente drenadas, puesto que la saturación de éstas produce serios daños en la superficie asfáltica, provocando una falla estructural en el pavimento.

1.5.3 Riegos Asfálticos

Como su nombre lo indica, son riegos de asfalto sobre superficies de pavimentos existentes, suelos o bases estabilizadas.

Los riegos protegen a la superficie de los agentes atmosféricos y de los efectos del tráfico.

Según la función de los riegos es el nombre que toman; entre ellos encontramos:

1. Riego monocapa
2. Riego multicapa
3. Riego de liga
4. Riego de imprimación
5. Riego antipolvo
6. Macadam de penetración
7. Lechada asfáltica

Los riegos más usados en el mantenimiento de pavimentos son el Riego de Liga y el Riego de Imprimación.

1.5.3.1 Riego de Liga

El propósito del Riego de Liga es facilitar la adherencia entre un pavimento ya existente y la carpeta que se va a colocar sobre él.

Después de aplicar el riego de liga, se debe dejar transcurrir un tiempo prudente para que el asfalto líquido seque, mientras debe evitarse transitar sobre la superficie en donde se aplicó el riego.

1.5.3.2 Riego de imprimación

La Imprimación es el riego de asfalto que se coloca sobre una base estabilizada. Este riego se utiliza con los siguientes propósitos:

1. Proteger provisionalmente las bases granulares contra las variaciones de humedad.
2. Eliminar el polvo de las superficies en las que no es posible hacerlo con otro procedimiento.
3. Asegurar una buena adherencia entre la base y la carpeta de rodado.
4. Endurecer la superficie.

5. Llenar los vacíos capilares.

En el caso de bases granulares, el ligante debe penetrar por lo menos 10 a 15 cm de espesor, por lo que deben emplearse ligantes muy fluidos.

1.6 Evaluación superficial de pavimentos asfálticos

La apariencia del pavimento (deformaciones, grietas, etc.), no necesariamente está ligada a la capacidad estructural y desde luego no lo está por una relación única y sencilla, si bien es cierto que una falta de capacidad estructural se refleja rápidamente en la apariencia del pavimento. Muchos defectos en las condiciones superficiales pueden corregirse fácilmente con métodos que no producen ninguna mejoría real en las condiciones estructurales.

El índice de servicio se estima frecuentemente con base en la opinión de un grupo de usuarios, quienes recorren la carretera en condiciones normales y lo califican de algún modo. Se ha intentado también llegar a una calificación por medio de fórmulas de regresión estadística de medidas obtenidas por procedimientos mecánicos en la superficie del pavimento.

Adicionalmente al concepto de nivel de servicio es importante considerar las condiciones de la superficie de rodamiento en lo que se refiere a agrietamientos, deformaciones permanentes y cualquier otro deterioro cuya presencia, como ya se mencionó, no siempre debe atribuirse a insuficiencia estructural.

Una evaluación de la condición superficial del pavimento, se efectúa con la siguiente finalidad:

1. Juzgar la idoneidad del pavimento existente para el servicio normal.
2. Establecer la necesidad de una evaluación estructural.
3. Establecerlas causas probables de daños superficiales, incluyendo áreas resbaladizas.
4. Determinar la prioridad y establecer las prioridades para mantenimiento y corrección más extensa.

5. Indicar el rango de cambio en la condición del pavimento y en su aceptabilidad, de tal manera que se pueda predecir el tiempo apropiado para la programación de trabajos futuros.

Incluye uno o más de los siguientes puntos:

- Un grado subjetivo sobre la transitabilidad del pavimento mientras se guía sobre él a velocidades normales.
- Medida de la rugosidad del pavimento
- Medida del daño superficial, mostrando la ubicación y extensión de cada rasgo adverso observado (se registran todos los detalles, pudiendo emplearse fotografías o diagramas, o ambos, para enfatizar la condición observada).

Para fines de evaluación de la condición superficial del pavimento, el Instituto del Asfalto de Estados Unidos da los siguientes conceptos:

Serviciabilidad presente: Es la habilidad de una sección específica del pavimento para proporcionar, en opinión del usuario, un tránsito suave y confortable en un momento particular, para un tráfico heterogéneo.

Evaluación de Serviciosibilidad presente (PSR): Utiliza un grupo de tasadores, transitando sobre una sección de pavimento, observando su transitabilidad y registrando sus opiniones acerca de su idoneidad para servir al tráfico empleado en ese momento.

Índice de Serviciosibilidad presente (PSI): Es la medida de la serviciabilidad por medios mecánicos que se determinan con las ecuaciones 1 y 2.

Tanto la PSR como el PSI pueden ser usados para establecer la tendencia del comportamiento superficial de una sección de pavimento, siempre que la evaluación sea hecha periódicamente.

Cuando se evalúa una serie de secciones, el evaluador no deberá referirse a los formatos terminados para ver qué valores fueron asignados a las secciones previas. Cada sección deberá ser evaluada independientemente. El evaluador no deberá discutir cualquiera de

sus evaluaciones con otro evaluador, ni deberá ser advertido de la condición o diseño de cualquier sección.

Los evaluadores decidirán en gran medida sobre la calidad de la transitabilidad. Sin embargo, ellos probablemente estarán considerablemente influenciados por ahuellamientos profundos y en alguna medida por la cantidad y apariencia de los baches. Esas condiciones no deberán pesar en su mentalidad al momento de la evaluación. El evaluador deberá simplemente expresar su opinión o impresión sobre la manera que el pavimento se está comportando al momento de ser evaluado.

1.6.1 Procedimiento de evaluación

Para realizar la evaluación de un pavimento se requiere de un formato de evaluación para cada evaluador y cada sección del pavimento (figura 1.6). Sobre cada uno de ellos el evaluador llenará su nombre o número de código junto con la fecha, número de la carretera y número de la sección.

Inmediatamente después de conducir sobre la carretera, el evaluador deberá asignar un grado al pavimento, marcando en la escala vertical, sin que necesariamente sea un número entero. Después de marcar, deberá responderse la pregunta: “¿Es el pavimento de calidad aceptable?”, inmediatamente después de su calificación numérica, la cual no deberá influenciar su decisión de si el pavimento es aceptable o no.

En la evaluación de un gran número de carreteras contiguas de doble vía, todas las evaluaciones deberán ser hechas sin volver sobre una sección del pavimento. Cada sección puede ser transitada en una dirección a la velocidad de diseño límite.

Se usarán dos o más vehículos por el panel evaluador, así como no más de cuatro personas y preferiblemente solo dos o tres deberán transitar en un automóvil estándar para este trabajo.

1.6.1.1 Resultados

Los resultados para cada sección de pavimento evaluado deberán ser reportados por separado como se indica.

$$PSR = \bar{x} = \sum \frac{x}{n}$$

donde:

X = Son los valores individuales de la evaluación, asignados por cada uno de los miembros del panel.

n = Número de miembros del panel evaluador.

1.6.2 Evaluación por medición de la rugosidad superficial

La medida de la rugosidad superficial del pavimento puede ser usada como una alternativa al PSR como un primer paso para evaluar la idoneidad del pavimento.

El PSR promedio ha sido correlacionado con las medidas de la rugosidad superficial por medio de un análisis regresivo, para establecer una ecuación que defina al PSI, el cual puede ser empleado para medir la serviciabilidad de una sección de carretera.

La rugosidad superficial puede ser medida de diferentes maneras con diferentes dispositivos, entre ellos los rugosímetros, que miden de manera acumulada las irregularidades en la superficie del camino. El rugosímetro de la FHA es un dispositivo de este tipo. Sus resultados pueden ser correlacionados con evaluaciones subjetivas (PSR) para establecer los valores limitantes de la rugosidad a ser empleados. Este dispositivo es recomendado por el Instituto del Asfalto (fig. 1.7).

Una lectura en el rango 2,367 - 2,752 mm/Km, es sugerida como el valor por encima del cual se necesita medidas correctivas, este rango corresponde en términos generales a un PSR de 2.0 a 2.5.

1.7 Evaluación Estructural del pavimento

La idoneidad estructural puede ser definida como la habilidad de un pavimento para soportar al tráfico sin desarrollar apreciable daño estructural.

El objetivo de la evaluación estructural es determinar la idoneidad del pavimento y predecir su futura vida de servicio con respecto al tráfico que la utiliza.

La evaluación estructural de pavimentos consiste, básicamente, en la determinación de la capacidad portante del sistema pavimento sub-rasante en una estructura vial existente, en cualquier momento de su vida de servicio, para establecer y cuantificar las necesidades

de rehabilitación cuando el pavimento se acerca al fin de su vida útil, o cuando el pavimento va a cambiar su función (un nuevo tipo de avión en un aeropuerto existente, por ejemplo).

Las necesidades de evaluar estructuralmente los pavimentos de una red aumentan a medida que se completan el diseño y la construcción de una red vial nacional o regional y consecuentemente aumenta la necesidad de su preservación y rehabilitación.

Ante un problema de evaluación estructural, tradicionalmente se ha recurrido a la perforación de calicatas, a la toma de muestras para su ensayo en el laboratorio, y al análisis de cada uno de los componentes (materiales) por separado, para incorporarlos luego en el sistema (pavimento) y deducir acerca de las características estructurales del mismo. Esta metodología es cara, lenta, altera el equilibrio del sistema al perforar y es destructiva.

La alternativa presentada en este estudio es “no destructiva” y se basa en la interpretación de las deflexiones medidas en la superficie de un pavimento. Las deflexiones en la superficie de un pavimento reflejan una respuesta global del sistema pavimento–sub-rasante bajo una carga dada. Su medición es simple, rápida, económica y “no destructiva”, es decir no se alteran el equilibrio ni la integridad del sistema.

La metodología no destructiva se fundamenta en que la forma y la dimensión de la curva de deflexiones encierra una valiosa información acerca de la estructura del pavimento y su sub-rasante. Para interpretar esta información en forma cuantitativa, se compara al pavimento-sub-rasante real con un modelo matemático utilizando las deflexiones medidas, para determinar los pavimentos estructurales del sistema. Una vez determinados, estos parámetros estructurales, pueden usarse como insumos para establecer las necesidades de refuerzo. Podría decirse entonces que la metodología de evaluación estructural, por métodos no destructivos, es un proceso de diseño invertido ya que utiliza la respuesta del sistema para establecer sus características estructurales, lo cual es generalmente opuesto a un proceso de diseño.

Otra característica de la metodología de evaluación no destructiva es, que por constituir la “muestra de ensayo” del pavimento mismo, ésta representa el fiel reflejo de la compleja interacción entre sus componentes (capas de materiales y sub-rasante) y, además, esta

“muestra” puede ser ensayada en cualquier momento de su vida sin disturbarla ni destruirla.

En los últimos años con el advenimiento y uso de las computadoras se han desarrollado numerosas soluciones de modelos de pavimentos: elásticas lineales, elásticas no lineales, viscoelásticas, dinámicas, etc.

Las técnicas de evaluación pueden ser:

- a) **Análisis de Componentes:** utiliza las relaciones entre resistencia de la sub-rasante, estructura del pavimento y cargas de tráfico, en un procedimiento similar al empleado en el diseño de pavimentos nuevos,
- b) **Análisis de deflexiones:** analiza las deflexiones medidas en el pavimento con respecto al tránsito.

1.7.1 Investigación de la condición para determinar la idoneidad estructural

Si la evaluación de la condición superficial indica que se necesitan medidas correctivas para restaurar la serviciabilidad de un pavimento, se requiere una investigación más profunda. El siguiente paso es una investigación de la condición para establecer la idoneidad estructural. Este tipo de investigación es más detallada que la correspondiente a la condición superficial, pues incluye el registro de cada tipo de daño, así como su frecuencia.

No existe un método usado universalmente para establecer la condición superficial de un pavimento. La recomendación sería en este caso emplear cualquier método probado. Entre estos tenemos: Condición Superficial de Pavimentos, de la HRB para pavimentos flexibles y rígidos y Método de Evaluación de la Condición de un Pavimento Flexible, adoptados por el Instituto del Asfalto en su manual MS-17.

1.7.2 Análisis de componentes de un pavimento.

1.7.2.1 Introducción

Cuando una evaluación estructural confirma que el pavimento necesita reforzarse, se diseña un sobre-capas asfáltica: se le escarifica, mezcla y recompacta; o se lo renueva

colocando una capa nueva. El procedimiento de diseño en el primer caso está basado en el supuesto de que las diferentes capas del pavimento antiguo y del nuevo forman una estructura compuesta, con la resistencia necesaria para la nueva condición.

1.7.2.2 Análisis da la sub-rasante

Para determinar el espesor apropiado de un pavimento nuevo, o cuando una carretera en uso ha sido sobre esforzada, se requiere conocer las propiedades de la sub-rasante para diseñar la sobre-capa.

Si se cuenta con el diseño original, se debe hacer además un muestreo por lo menos cada 450 m de vía para asegurar que los datos originales fueran válidos.

Cuando no se cuenta con el diseño original, deberá establecerse la resistencia de la sub-rasante. Para ello se utilizan técnicas estadísticas de muestreo (muestreo al azar): se requiere un mínimo de 3 muestras por cada tipo de suelo, sobre las que se harán determinaciones del CBR.

El valor de resistencia de diseño de la sub-rasante se define como aquel que sea igual o superior al 85% de todos los valores de ensayo en la sección. Las zonas con valores menores a él, deberán ser consideradas para tratamientos posteriores.

1.7.2.3 Análisis da la estructura

Se evalúan los componentes estructurales de un pavimento para conocer su espesor efectivo (T_e), el cual es aquél que tendría si fuera sólo de concreto asfáltico. Para determinar T_e , se utilizan los factores de conversión de la tabla 1.1, los cuales sólo sirven para diseño de sobre-capas y no son aplicables a los diseños originales.

1.7.2.4 Análisis del tránsito

En el estudio del tránsito se incluye volumen, composición y pesos por eje. Se realiza de la misma manera que para los pavimentos nuevos, salvo que en este caso pueda lastimarse el tránsito actual sobre el pavimento.

Si el último conteo no refleja las condiciones actuales, deberá hacerse uno nuevo, ya que es la base para determinar el Número de Tránsito para el Diseño (DTN). El método

actualizado es el indicado en el Diseño de Espesores MS-1, del Instituto de Asfalto.

1.7.2.5 Propósitos de la evaluación estructural

Con el valor de resistencia de la sub-rasante CBR, el DTN y T_e , es posible evaluar la estructura del pavimento existente con dos propósitos:

- a) Determinar el espesor de la sobrecarga necesaria para reforzar un pavimento inadecuado, de tal modo que pueda soportar un tránsito anticipado por un tiempo proyectado.
- b) Estimar cuánto tiempo pasará antes que se requiera una sobre-capa.

1.7.3 Localización de muestras por la técnica del muestreo al azar.

En las tablas 1.1, 1.2 y 1.3, se dan los números al azar para el procedimiento de muestreo general o para hacer ensayos con la Viga Benkelman.

El procedimiento para seleccionar localizaciones de muestras por la técnica del muestreo al azar es el siguiente:

1. Dividir el proyecto en secciones cuyos límites estén definidos por cambios en la condición del pavimento.
2. Determinar el número de localizaciones de muestreo dentro de una sección seleccionada a la máxima distancia longitudinal promedio deseada entre muestras (o medidas de deflexiones, la que corresponda), dividiendo la longitud de la sección entre ella.
3. Seleccionar una columna de números al azar, colocando 28 piezas de cartón, numeradas del 1 al 28, en un recipiente, agitándolas y extrayendo una.

Tabla 1.1. Factores de conservación de espesores de componentes de un pavimento existente a un espesor efectivo T_e . (J. Céspedes, 2002)

Clasificación del material	Descripción del material	Factor de conservación.
I	Sub-rasante nativa en todos los casos	0.0
II	a) Sub-rasante mejorada, predominantemente materiales granulares, pueden contener algo de limo y arcilla pero con $IP < 10$	0.0 - 0.2
III	a) Sub-rasante mejorada con cal, construida con suelos de alta plasticidad. $IP > 10$ b) Sub-base o base granular, razonablemente bien graduada, de materiales duros, con algunos finos plásticos y $CBR > 20$. Usar parte superior del rango si $IP < 6$. Utilizar la parte inferior del rango si $IP > 6$. c) Sub-base y base mejorada con cemento, construidas con suelos de baja plasticidad. $IP < 10$	0.2 - 0.3
IV	a) Base granular, materiales granulares no plásticos que cumplen con los estándares establecidos para materiales de base de alta calidad. Usar la parte superior del rango. b) Mezclas superficiales de asfalto con un patrón bien definido de agrietamientos, astillamientos en las grietas y con deformaciones apreciables en el sendero de las ruedas mostrando alguna evidencia de inestabilidad. c) Pavimentos de concreto de Cemento Portland que han sido rotos en pequeñas piezas de 0.60 m o menos. Usar la parte superior del rango cuando lleve sub-base y la parte inferior cuando las losas descansan sobre la sub-rasante. d) Bases de suelo-cemento que han desarrollado un patrón extenso de agrietamientos evidenciado en grietas superficiales reflejadas; pueden exhibir bombeo, y pavimentos mostrando evidencias menores de inestabilidad.	0.3 - 0.5
V	a) Superficie de asfalto y bases subyacentes que exhiben agrietamientos apreciables y patrón de agrietamientos, pero con poco o ningún astillamiento y exhibiendo alguna deformación en las huellas (rodadas); permanecen esencialmente estables. b) Pavimentos de concreto de cemento Portland apreciablemente agrietados y fallados que no pueden ser efectivamente inyectados. Fragmentos de losas de 0.80 a 3.30 m ² bien asentadas sobre la sub-rasante por rodillado neumático pesado. c) Bases de suelo-cemento que exhiben pequeños agrietamientos, evidenciado en un patrón superficial reflejado y que están sobre superficies estables.	0.5 - 0.7
VI	a) Superficie de concreto asfáltico que exhiben algún agrietamiento fino, patrones de pequeñas grietas	0.7 - 0.9

	<p>intermitentes y ligera deformación en las rodadas, pero permaneciendo estables.</p> <p>b) Mezclas de asfalto líquido que son estables, generalmente no agrietadas, no muestran sangraderas, y con pequeña deformación en las rodadas.</p> <p>c) Bases tratadas con asfalto diferentes a las del concreto asfáltico.</p> <p>d) Pavimentos de concreto de cemento Portland inestables y en voladizo, con algún agrietamiento, sin piezas menores a 0.80 m²</p>	
VII	<p>a) Concreto asfáltico incluyendo bases de concreto asfáltico generalmente sin grietas y con pequeña deformación en las huellas (de las rodadas).</p> <p>b) Pavimentos de concreto de cemento Portland estables, sin oquedades debajo de él y sin agrietamientos.</p> <p>c) Bases de concreto de cemento Portland, bajo superficies asfálticas estables, sin bombeo y exhibiendo un ligero agrietamiento de reflejado</p>	0.9 - 1.0

4. Entrar a la columna identificada con el número extraído. En la sub-columna A, localizar todos los números iguales y menores que el número de ubicaciones de muestra por sección.

5. Multiplicar la longitud total de la sección por el decimal de la sub-columna B. Sumar el resultado al número de la estación inicial de la sección para obtener la progresiva de la ubicación de la muestra.

6. Multiplicar el ancho total del pavimento en la sección por el decimal de la sub-columna C, para obtener la distancia desde el borde izquierdo del pavimento a la ubicación de la muestra. Este último paso no se aplica a las deflexiones con la viga Benkelman, las cuales están localizadas para todos los efectos entre 0.60 a 1.00 m del borde del pavimento.

Ejemplo.

Se tiene una superficie vieja de pavimento de 6 00 m de ancho y 5,030 m de longitud, partiendo de la estación 10+00 a la estación 60+30.

Una investigación sobre la idoneidad de la condición superficial, revela que una sección de 1,372 m, comenzando de la sección 28+90, exhibe excesivo agrietamiento tipo piel de cocodrilo, estando las secciones a ambos lados de esta sección con sólo agrietamientos menores.

Localizar las muestras en las tres secciones.

Solución:

1. Para el muestreo, el pavimento en estudio deberá ser dividido en tres secciones cuyos límites se indican en la figura 1-8.

Sección 1: Estación 10 + 00 a estación 28 + 90

Sección 2: Estación 28 + 90 a estación 42 + 62

Sección 3: Estación 42 + 62 a estación 60 + 30

2. Se desea obtener muestras de la sub-rasante a intervalos promedio de 500 m, con un mínimo de 3 muestras por sección en las secciones de mejor comportamiento y a intervalos promedio de 300 m con un mínimo de 5 muestras en la sección de peor comportamiento.

El número de ubicaciones de muestras por sección será:

Sección 1: $1890/500 = 3.8$ 4 →

Sección 2: $1372/300 = 4.5$ 5 →

Sección 3: $1768/500 = 3.5$ 4 →

3. Los números 23, 16 y 15 extraídos de un recipiente con 28 cartones, identifican las columnas de los números al azar para las tres secciones. Tabla 1.2.

Tabla 1.2. Identificación de las columnas de números al azar. (J. Céspedes, 2002)

Sección	Columna A	Columna B	Columna C
1	4	0.515	0.993
	3	0.053	0.258
	2	0.623	0.271
	1	0.937	0.714
2	5	0.147	0.864
	4	0.516	0.396
	3	0.548	0.688
	2	0.739	0.298
	1	0.331	0.295
3	4	0.951	0.482
	3	0.523	0.519
	2	0.977	0.172
	1	0.139	0.230

4. Las ubicaciones de las muestras serán:

Tabla 1.3. Obtención de la progresiva de ubicación de la muestra (J. Céspedes, 2002)

Sección	Longitud de sección (m)	Columna B	Distancia desde el inicio	Estación al inicio de sección	Estación en la ubicación
1	1890	0.515	973	10+00	19 + 73
	1890	0.053	100	10+00	11 + 00
	1890	0.623	1177	10+00	21 + 77
	1890	0.937	1771	10+00	27 + 71
2	1372	0.147	202	28+90	30 + 92
	1372	0.516	708	28+90	35 + 98
	1372	0.548	752	28+90	36 + 42
	1372	0.739	1014	28+90	39 + 04
	1372	0.331	454	28+90	33 + 44
3	1768	0.951	1681	42+62	59 + 43
	1768	0.523	925	42+62	51 + 87
	1768	0.977	1727	42+62	59 + 89
	1768	0.139	246	42+62	45 + 08

5. La distancia desde el borde izquierdo del pavimento en la estación de ubicación de la muestra

Tabla 1.4. Distancia del borde izquierdo del pavimento a la ubicación de la muestra. (J. Céspedes, 2002)

Sección	Ancho del Pavimento (m)	Columna C	Distancia (m)
1	6	0.993	5.90
	6	0.256	1.50
	6	0.271	1.60
	6	0.714	4.30
2	6	0.864	5.20
	6	0.396	2.40
	6	0.688	4.10
	6	0.298	1.80
	6	0.925	5.60
3	6	0.482	2.90
	6	0.519	3.10
	6	0.172	1.00
	6	0.230	1.40

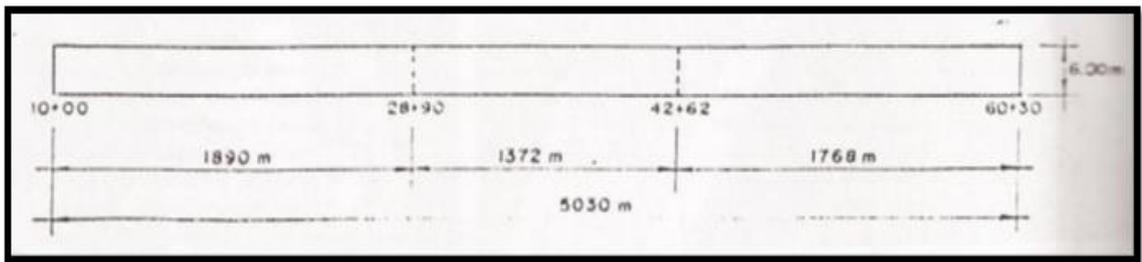


Figura 1.8. Secciones de estudio del pavimento (J. Céspedes, 2002)

1.8 Método del índice de condición del pavimento (PCI - Pavement Condition Index)

El Índice de Condición del Pavimento (PCI, por su siglas en inglés) se constituye en la metodología más completa para la evaluación y calificación objetiva de pavimentos, flexibles y rígidos, dentro de los modelos de Gestión Vial disponibles en la actualidad. La metodología es de fácil implementación y no requiere de herramientas especializadas más allá de las que constituyen el sistema y las cuales se presentan a continuación.

El deterioro de la estructura de pavimento es una función de la clase de daño, su severidad y cantidad o densidad del mismo. La formulación de un índice que tuviese en cuenta los tres factores mencionados ha sido problemática debido al gran número de posibles

condiciones. Para superar esta dificultad se introdujeron los “valores deducidos”, como un arquetipo de factor de ponderación, con el fin de indicar el grado de afectación que cada combinación de clase de daño, nivel de severidad y densidad tiene sobre la condición del pavimento.

El PCI es un índice numérico que varía desde cero (0), para un pavimento fallado o en mal estado, hasta cien (100) para un pavimento en perfecto estado. En la tabla 1.5 se presentan los rangos de PCI con la correspondiente descripción cualitativa de la condición del pavimento.

Rango	Clasificación
100 - 85	Excelente
85 - 70	Muy bueno
70 - 55	Bueno
55 - 40	Regular
40 - 25	Malo
25 - 10	Muy malo
10-0	Fallado

Tabla 1.5. Rangos de calificación del PCI (L. Ricardo, 2002).

El cálculo del PCI se fundamenta en los resultados de un inventario visual de la condición del pavimento en el cual se establecen clase, severidad y cantidad de cada daño presente. El PCI se desarrolló para obtener un índice de la integridad estructural del pavimento y de la condición operacional de la superficie. La información de los daños obtenida como parte del inventario ofrece una percepción clara de las causas de los daños y su relación con las cargas o con el clima.

1.8.1 Procedimiento de evaluación de la condición del pavimento

La primera etapa corresponde al trabajo de campo en el cual se identifican los daños teniendo en cuenta la clase, severidad y extensión de los mismos. Esta información se registra en formatos adecuados para tal fin. Las figuras 1.9 y 1.10 ilustran los formatos para la inspección de pavimentos asfálticos y de concreto, respectivamente. Las figuras

son ilustrativas y en la práctica debe proveerse el espacio necesario para consignar toda la información pertinente

ÍNDICE DE CONDICIÓN DEL PAVIMENTO					
PCI-01. CARRETERAS CON SUPERFICIE ASFÁLTICA.					
EXPLORACIÓN DE LA CONDICIÓN POR UNIDAD DE MUESTREO					ESQUEMA
ZONA	ABSCISA INICIAL	UNIDAD DE MUESTREO			
CÓDIGO VÍA	ABSCISA FINAL	ÁREA MUESTREO (m ²)			
INSPECCIONADA POR		FECHA			
No.	Daño	No.	Daño		
1	Piel de cocodrilo.	11	Parqueo.		
2	Exudación.	12	Pulimento de agregados.		
3	Agrietamiento en bloque.	13	Huecos.		
4	Abultamientos y hundimientos.	14	Cruce de vía férrea.		
5	Corrugación.	15	Ahuellamiento.		
6	Depresión.	16	Desplazamiento.		
7	Grieta de borde.	17	Grieta parabólica (slippage)		
8	Grieta de reflexión de junta.	18	Hinchamiento.		
9	Desnivel carril / berma.	19	Desprendimiento de agregados.		
10	Grietas long y transversal.				
Daño	Severidad	Cantidades parciales		Total	Densidad (%)
					Valor deducido

Figura 1.9. Formato de exploración de condición para carreteras con superficie asfáltica (L. Ricardo, 2002).

1.8.1.1 Unidades de muestreo

Se divide la vía en secciones o “unidades de muestreo”, cuyas dimensiones varían de acuerdo con los tipos de vía y de capa de rodadura:

- a) Carreteras con capa de rodadura asfáltica y ancho menor que 7.30 m: El área de la unidad de muestreo debe estar en el rango $230.0 \pm 93.0 \text{ m}^2$. En la tabla 1.6 se presentan algunas relaciones longitud – ancho de calzada pavimentada.

Tabla 1.6. Longitud de unidades de muestreo asfálticas (L. Ricardo, 2002)

Ancho de calzada (m)	Longitud de la unidad de muestreo (m)
5.0	46.0
5.5	41.8
6.0	38.3
6.5	35.4
7.3 (máximo)	31.5

b) Carreteras con capa de rodadura en losas de concreto de cemento Pórtland y losas con longitud inferior a 7.60 m: El área de la unidad de muestreo debe estar en el rango 20 ± 8 losas.

Se recomienda tomar el valor medio de los rangos y en ningún caso definir unidades por fuera de aquéllos. Para cada pavimento inspeccionado se sugiere la elaboración de esquemas que muestren el tamaño y la localización de las unidades ya que servirá para referencia futura.

1.8.1.2 Determinación de las unidades de muestreo para evaluación

En la “Evaluación de una Red Vial” puede tenerse un número muy grande de unidades de muestreo cuya inspección demandará tiempo y recursos considerables; por lo tanto, es necesario aplicar un proceso de muestreo.

ÍNDICE DE CONDICIÓN DEL PAVIMENTO

PCI-02. CARRETERAS CON SUPERFICIE EN CONCRETO HIDRÁULICO

EXPLORACIÓN DE LA CONDICIÓN POR UNIDAD DE MUESTREO					
ZONA		ABSCISA INICIAL		UNIDAD DE MUESTREO	
CÓDIGO VÍA		ABSCISA FINAL		NÚMERO DE LOSAS	
INSPECCIONADA POR			FECHA		
No.	Daño	No.	Daño	No.	Daño
21	Blow up / Buckling.	27	Desnivel Carril / Berma.	34	Punzonamiento.
22	Grieta de esquina.	28	Grieta lineal.	35	Cruce de vía férrea
23	Losa dividida.	29	Parqueo (grande).	36	Desconchamiento
24	Grieta de durabilidad "D".	30	Parqueo (pequeño)	37	Retracción
25	Escala.	31	Pulimento de agregados	38	Descascaramiento de esquina
26	Sello de junta.	32	Popouts	39	Descascaramiento de junta
		33	Bombeo		
Daño	Severidad	No. Losas	Densidad (%)	Valor deducido	ESQUEMA
					o o o o o
					10
					o o o o o
					9
					o o o o o
					8
					o o o o o
					...
					o o o o o
					1 2 3 4

Figura 1.10. Formato de exploración de condición para carreteras con superficie en concreto hidráulico (L. Ricardo, 2002).

En la “Evaluación de un Proyecto” se deben inspeccionar todas las unidades; sin embargo, de no ser posible, el número mínimo de unidades de muestreo que deben evaluarse se obtiene mediante la Ecuación 1, la cual produce un estimado del PCI ± 5 del promedio verdadero con una confiabilidad del 95%.

$$n = \frac{Nx\sigma^2}{\frac{e^2}{4}x(N-1) + \sigma^2} \quad \text{Ecuación 1}$$

donde:

n: Número mínimo de unidades de muestreo a evaluar.

N: Número total de unidades de muestreo en la sección del pavimento.

e: Error admisible en el estimativo del PCI de la sección (e = 5%)

σ : Desviación estándar del PCI entre las unidades.

Durante la inspección inicial se asume una desviación estándar (σ) del PCI de 10 para pavimento asfáltico (rango PCI de 25) y de 15 para pavimento de concreto (rango PCI de 35). En inspecciones subsecuentes se usará la desviación estándar real (o el rango PCI) de la inspección previa en la determinación del número mínimo de unidades que deben evaluarse.

Cuando el número mínimo de unidades a evaluar es menor que cinco ($n < 5$), todas las unidades deberán evaluarse.

1.8.1.3 Selección de las unidades de muestreo para inspección

Se recomienda que las unidades elegidas estén igualmente espaciadas a lo largo de la sección del pavimento y que la primera de ellas se elija al azar (aleatoriedad sistemática) de la siguiente manera:

a) El intervalo de muestreo (i) se expresa mediante la Ecuación 2:

$$i = \frac{N}{n} \text{Ecuación 2}$$

donde:

N: Número total de unidades de muestreo disponible.

n: Número mínimo de unidades para evaluar.

i: Intervalo de muestreo, se redondea al número entero inferior (por ejemplo, 3.7 se redondea a 3)

b) El inicio al azar se selecciona entre la unidad de muestreo 1 y el intervalo de muestreo i . Así, si $i = 3$, la unidad inicial de muestreo a inspeccionar puede estar entre 1 y 3. Las unidades de muestreo para evaluación se identifican como (S) , $(S + 1)$, $(S + 2)$, etc. Siguiendo con el ejemplo, si la unidad inicial de muestreo para inspección seleccionada es 2 y el intervalo de muestreo (i) es igual a 3, las subsiguientes unidades de muestreo a inspeccionar serían 5, 8, 11, 14, etc.

Sin embargo, si se requieren cantidades de daño exactas para pliegos de licitación (rehabilitación), todas y cada una de las unidades de muestreo deberán ser inspeccionadas.

1.8.1.4 Selección de unidades de muestreo adicionales

Uno de los mayores inconvenientes del método aleatorio es la exclusión del proceso de inspección y evaluación de algunas unidades de muestreo en muy mal estado. También puede suceder que unidades de muestreo que tienen daños que sólo se presentan una vez (por ejemplo, “cruce de línea férrea”) queden incluidas de forma inapropiada en un muestreo aleatorio.

Para evitar lo anterior, la inspección deberá establecer cualquier unidad de muestreo inusual e inspeccionarla como una “unidad adicional” en lugar de una “unidad representativa” o aleatoria. Cuando se incluyen unidades de muestreo adicionales, el cálculo del PCI es ligeramente modificado para prevenir la extrapolación de las condiciones inusuales en toda la sección.

1.8.1.5 Evaluación de la condición.

El procedimiento varía de acuerdo con el tipo de superficie del pavimento que se inspecciona. Debe seguirse estrictamente la definición de los daños de este manual para obtener un valor del PCI confiable.

La evaluación de la condición incluye los siguientes aspectos:

- a) Equipo.
 - Odómetro manual para medir las longitudes y las áreas de los daños.
 - Regla y una cinta métrica para establecer las profundidades de los ahuellamientos o depresiones.
 - Manual de Daños del PCI con los formatos correspondientes y en cantidad suficiente para el desarrollo de la actividad.
- b) Procedimiento: Se inspecciona una unidad de muestreo para medir el tipo, cantidad y severidad de los daños de acuerdo con el Manual de Daños, y se registra la información en el formato correspondiente. Se deben conocer y seguir estrictamente las definiciones y procedimientos de medida de los daños. Se usa un formulario u “hoja de información de exploración de la condición” para cada unidad muestreo y en los formatos cada renglón se usa para registrar un daño, su extensión y su nivel de severidad.
- c) El equipo de inspección deberá implementar todas las medidas de seguridad para su desplazamiento en la vía inspeccionada, tales como dispositivos de señalización y advertencia para el vehículo acompañante y para el personal en la vía.

1.8.2 Cálculo del PCI de las unidades de muestreo

Al completar la inspección de campo, la información sobre los daños se utiliza para calcular el PCI. El cálculo puede ser manual o computarizado y se basa en los “Valores Deducidos” de cada daño de acuerdo con la cantidad y severidad reportados.

1.8.2.1 Cálculo para carreteras con Capa de Rodadura Asfáltica

Etapa 1. Cálculo de los Valores Deducidos:

1. a. Totalice cada tipo y nivel de severidad de daño y regístrelo en la columna TOTAL del formato PCI-01. El daño puede medirse en área, longitud ó por número según su tipo.
1. b. Divida la CANTIDAD de cada clase de daño, en cada nivel de severidad, entre el ÁREA TOTAL de la unidad de muestreo y exprese el resultado como porcentaje. Esta es

la DENSIDAD del daño, con el nivel de severidad especificado, dentro de la unidad en estudio.

1. c. Determine el VALOR DEDUCIDO para cada tipo de daño y su nivel de severidad mediante las curvas denominadas “Valor Deducido del Daño” que se adjuntan al final de esta tesis, de acuerdo con el tipo de pavimento inspeccionado.

Etapa 2. Cálculo del Número Máximo Admisible de Valores Deducidos (m)

2. a. Si ninguno ó tan sólo uno de los “Valores Deducidos” es mayor que 2, se usa el “Valor Deducido Total” en lugar del mayor “Valor Deducido Corregido”, CDV, obtenido en la Etapa 4. De lo contrario, deben seguirse los pasos 2.b. y 2.c.

2. b. Liste los valores deducidos individuales deducidos de mayor a menor.

2. c. Determine el “Número Máximo Admisible de Valores Deducidos” (m), utilizando la Ecuación 3:

$$m_i = 1.00 + \frac{9}{98}(100 - HDV_i) \text{ Ecuación 3. Carreteras pavimentadas}$$

Ecuación 3. Carreteras pavimentadas

donde:

m_i : Número máximo admisible de “valores deducidos”, incluyendo fracción, para la unidad de muestreo i .

HDV_i : El mayor valor deducido individual para la unidad de muestreo i .

2. d. El número de valores individuales deducidos se reduce a m , inclusive la parte fraccionaria. Si se dispone de menos valores deducidos que m se utilizan todos los que se tengan.

Etapa 3. Cálculo del “Máximo Valor Deducido Corregido”, CDV.

El máximo CDV se determina mediante el siguiente proceso iterativo:

3. a. Determine el número de valores deducidos, q , mayores que 2.0.

3. b. Determine el “Valor Deducido Total” sumando TODOS los valores deducidos individuales.

3. c. Determine el CDV con q y el “Valor Deducido Total” en la curva de corrección pertinente al tipo de pavimento.

3. d. Reduzca a 2.0 el menor de los “Valores Deducidos” individuales que sea mayor que 2.0 y repita las etapas 3.a. a 3.c. hasta que q sea igual a 1.

3. e. El máximo CDV es el mayor de los CDV obtenidos en este proceso.

Etapa 4. Calcule el PCI de la unidad restando de 100 el máximo CDV obtenido en la Etapa 3.

1.8.2.2 Cálculo para pavimentos con capa de rodadura en concreto de cemento portland

Etapa 1. Cálculo de los Valores Deducidos.

1. a. Contabilice el número de LOSAS en las cuales se presenta cada combinación de tipo de daño y nivel de severidad en el formato PCI-02.

1. b. Divida el número de LOSAS contabilizado en 1.a. entre el número de LOSAS de la unidad y exprese el resultado como porcentaje (%) Esta es la DENSIDAD por unidad de muestreo para cada combinación de tipo y severidad de daño.

1. c. Determine los VALORES DEDUCIDOS para cada combinación de tipo de daño y nivel de severidad empleando la curva de “Valor Deducido de Daño” apropiada entre las que se adjuntan a este documento.

Etapa 2. Cálculo del número Admisible Máximo de Deducidos (m)

Proceda de manera idéntica a lo establecido para vías con capa de rodadura asfáltica, como se describió anteriormente.

Etapa 3. Cálculo del “Máximo Valor Deducido Corregido”, CDV.

Proceda de manera idéntica a lo establecido para vías con capa de rodadura asfáltica, pero usando la curva correspondiente a pavimentos de concreto.

Etapa 4. Calcule el PCI restando de 100 el máximo CDV.

En la Figura 1.11 se presenta un formato para el desarrollo del proceso iterativo de obtención del “Máximo Valor Deducido Corregido”, CDV.

PAVEMENT CONDITION INDEX

FORMATO PARA LA OBTENCIÓN DEL MÁXIMO VALOR DEDUCIDO CORREGIDO

No.	Valores Deducidos										Total	q	CDV
1													
2													
3													
4													

Figura 1.11. Formato para las iteraciones del cálculo del CDV (L. Ricardo, 2002)

1.8.3 Cálculo del PCI de una sección de pavimento.

Una sección de pavimento abarca varias unidades de muestreo. Si todas las unidades de muestreo son inventariadas, el PCI de la sección será el promedio de los PCI calculados en las unidades de muestreo.

Si se utilizó la técnica del muestreo, se emplea otro procedimiento. Si la selección de las unidades de muestreo para inspección se hizo mediante la técnica aleatoria sistemática o con base en la representatividad de la sección, el PCI será el promedio de los PCI de las unidades de muestreo inspeccionadas. Si se usaron unidades de muestreo adicionales se usa un promedio ponderado calculado de la siguiente forma:

$$PCI_S = \frac{[(N - A) \times PCI_R] + (A \times PCI_A)}{N} \text{ Ecuación 4.}$$

donde:

PCIS: PCI de la sección del pavimento.

PCIR: PCI promedio de las unidades de muestreo aleatorias o representativas.

PCIA: PCI promedio de las unidades de muestreo adicionales.

N: Número total de unidades de muestreo en la sección.

A: Número adicional de unidades de muestreo inspeccionadas.

1.9 Manual de daños

Calidad del tránsito (Ride Quality)

Cuando se realiza la inspección de daños, debe evaluarse la calidad del tránsito (o calidad del viaje) para determinar el nivel de severidad de daños tales como las corrugaciones y el cruce de vía férrea. A continuación se presenta una guía general de ayuda para establecer el grado de severidad de la calidad del tránsito.

L: (Low: Bajo). Se perciben las vibraciones en el vehículo (por ejemplo, por corrugaciones) pero no es necesaria una reducción de velocidad en aras de la comodidad o la seguridad; o los abultamientos o hundimientos individuales causan un ligero rebote del vehículo pero creando poca incomodidad.

M: (Medium: Medio): Las vibraciones en el vehículo son significativas y se requiere alguna reducción de la velocidad en aras de la comodidad y la seguridad; o los abultamientos o hundimientos individuales causan un rebote significativo, creando incomodidad.

H: (High: Alto): Las vibraciones en el vehículo son tan excesivas que debe reducirse la velocidad de forma considerable en aras de la comodidad y la seguridad; o los abultamientos o hundimientos individuales causan un excesivo rebote del vehículo, creando una incomodidad importante o un alto potencial de peligro o daño severo al vehículo.

La calidad de tránsito se determina recorriendo la sección de pavimento en un automóvil de tamaño estándar a la velocidad establecida por el límite legal. Las secciones de pavimento cercanas a señales de detención deben calificarse a la velocidad de desaceleración normal de aproximación a la señal.

1.9.1 Manual de Daños en vías con superficie de concreto asfáltico

Se da una descripción de algunos daños relacionados con las fallas por fatiga.

1. PIEL DE COCODRILO.

Descripción Las grietas de fatiga o piel de cocodrilo son una serie de grietas interconectadas cuyo origen es la falla por fatiga de la capa de rodadura asfáltica bajo acción repetida de las cargas de tránsito. El agrietamiento se inicia en el fondo de la capa asfáltica (o base estabilizada) donde los esfuerzos y deformaciones unitarias de tensión son mayores bajo la carga de una rueda. Inicialmente, las grietas se propagan a la superficie como una serie de grietas longitudinales paralelas. Después de repetidas cargas de tránsito, las grietas se conectan formando polígonos con ángulos agudos que desarrollan un patrón que se asemeja a una malla de gallinero o a la piel de cocodrilo. Generalmente, el lado más grande de las piezas no supera los 0.60 m

El agrietamiento de piel de cocodrilo ocurre únicamente en áreas sujetas a cargas repetidas de tránsito tales como las huellas de las llantas. Por lo tanto, no podría producirse sobre la totalidad de un área a menos que esté sujeta a cargas de tránsito en toda su extensión. (Un patrón de grietas producido sobre un área no sujeta a cargas se denomina como “grietas en bloque”, el cual no es un daño debido a la acción de la carga).

La piel de cocodrilo se considera como un daño estructural importante y usualmente se presenta acompañado por ahuellamiento.

Niveles de severidad

- L (Low: Bajo): Grietas finas capilares y longitudinales que se desarrollan de forma paralela con unas pocas o ninguna interconectadas. Las grietas no están descascaradas, es decir, no presentan rotura del material a lo largo de los lados de la grieta.
- M (Medium: Medio): Desarrollo posterior de grietas piel de cocodrilo del nivel L, en un patrón o red de grietas que pueden estar ligeramente descascaradas.
- H (High: Alto): Red o patrón de grietas que ha evolucionado de tal forma que las piezas o pedazos están bien definidos y descascarados los bordes. Algunos pedazos pueden moverse bajo el tránsito.

Medida

Se miden en pies cuadrados (o metros cuadrados) de área afectada. La mayor dificultad en la medida de este tipo de daño radica en que, a menudo, dos o tres niveles de severidad coexisten en un área deteriorada. Si estas porciones pueden ser diferenciadas con facilidad, deben medirse y registrarse separadamente. De lo contrario, toda el área deberá ser calificada en el mayor nivel de severidad presente.

Opciones de reparación

L: No se hace nada, sello superficial. Sobrecarpeta.

M: Parcheo parcial o en toda la profundidad (Full Depth). Sobrecarpeta. Reconstrucción.

H: Parcheo parcial o Full Depth. Sobrecarpeta. Reconstrucción.



Figura 1.12. Piel de cocodrilo de baja severidad (L. Ricardo, 2002)



Figura 1.13. Piel de cocodrilo de mediana severidad (L. Ricardo, 2002)



Figura 1.14. Piel de cocodrilo de alta severidad (L. Ricardo, 2002)

2. HUECOS.

Descripción: Los huecos son depresiones pequeñas en la superficie del pavimento, usualmente con diámetros menores que 0.90 m y con forma de tazón. Por lo general presentan bordes aguzados y lados verticales en cercanías de la zona superior. El crecimiento de los huecos se acelera por la acumulación de agua dentro del mismo. Los huecos se producen cuando el tráfico arranca pequeños pedazos de la superficie del pavimento. La desintegración del pavimento progresa debido a mezclas pobres en la superficie, puntos débiles de la base o la sub-rasante, o porque se ha alcanzado una condición de piel de cocodrilo de severidad alta. Con frecuencia los huecos son daños asociados a la condición de la estructura y no deben confundirse con desprendimiento o meteorización. Cuando los huecos son producidos por piel de cocodrilo de alta severidad deben registrarse como huecos, no como meteorización.

Niveles de severidad

Los niveles de severidad para los huecos de diámetro menor que 762 mm están basados en la profundidad y el diámetro de los mismos, de acuerdo con la tabla 1.6.

Si el diámetro del hueco es mayor que 762 mm, debe medirse el área en pies cuadrados (o metros cuadrados) y dividirla entre 5 pies² (0.47 m²) para hallar el número de huecos equivalentes. Si la profundidad es menor o igual que 25.0 mm, los huecos se consideran como de severidad media. Si la profundidad es mayor que 25.0 mm la severidad se considera como alta.

Tabla 1.7. Niveles de severidad para huecos (L. Ricardo, 2002)

Profundidad máxima	Diámetro medio (mm)		
	102 a 303 mm	203 a 457 mm	457 a 762 mm
12.7 a 25.4 mm	L	L	M
> 25.4 a 50.8 mm	L	M	H
> 50.8 mm	M	M	H

Medida

Los huecos se miden contando aquellos que sean de severidades baja, media y alta, y registrándolos separadamente.

Opciones de reparación

L: No se hace nada. Parcheo parcial o profundo.

M: Parcheo parcial o profundo.

H: Parcheo profundo.



Figura 1.15. Huevo de baja severidad (L. Ricardo, 2002)



Figura 1.16. Huevo de mediana severidad (L. Ricardo, 2002)



Figura 1.17. Hueco de alta severidad (L. Ricardo, 2002)

3. GRIETAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES (NO SON DE REFLEXIÓN DE LOSAS DE CONCRETO DE CEMENTO PÓRTLAND).

Descripción: Las grietas longitudinales son paralelas al eje del pavimento o a la dirección de construcción y pueden ser causadas por:

1. Una junta de carril del pavimento pobremente construida.
2. Contracción de la superficie de concreto asfáltico debido a bajas temperaturas o al endurecimiento del asfalto o al ciclo diario de temperatura.
3. Una grieta de reflexión causada por el agrietamiento bajo la capa de base, incluidas las grietas en losas de concreto de cemento Pórtland, pero no las juntas de pavimento de concreto.

Las grietas transversales se extienden a través del pavimento en ángulos aproximadamente rectos al eje del mismo o a la dirección de construcción. Usualmente, este tipo de grietas no está asociado con carga.

Niveles de Severidad

L: Existe una de las siguientes condiciones:

1. Grieta sin relleno de ancho menor que 10.0 mm

2. Grieta rellena de cualquier ancho (con condición satisfactoria del material llenante).

M: Existe una de las siguientes condiciones:

1. Grieta sin relleno de ancho entre 10.0 mm y 76.0 mm
2. Grieta sin relleno de cualquier ancho hasta 76.0 mm, rodeada grietas aleatorias pequeñas.
3. Grieta rellena de cualquier ancho, rodeada de grietas aleatorias pequeñas.

H: Existe una de las siguientes condiciones:

1. Cualquier grieta rellena o no, rodeada de grietas aleatorias pequeñas de severidad media o alta.
2. Grieta sin relleno de más de 76.0 mm de ancho.
3. Una grieta de cualquier ancho en la cual unas pocas pulgadas del pavimento alrededor de la misma están severamente fracturadas.

Medida

Las grietas longitudinales y transversales se miden en pies lineales (ó metros lineales). La longitud y severidad de cada grieta debe registrarse después de su identificación. Si la grieta no tiene el mismo nivel de severidad a lo largo de toda su longitud, cada porción de la grieta con un nivel de severidad diferente debe registrarse por separado. Si ocurren abultamientos o hundimientos en la grieta, estos deben registrarse.

Opciones de reparación

L: No se hace nada. Sellado de grietas de ancho mayor que 3.0 mm.

M: Sellado de grietas.

H: Sellado de grietas. Parcheo parcial.

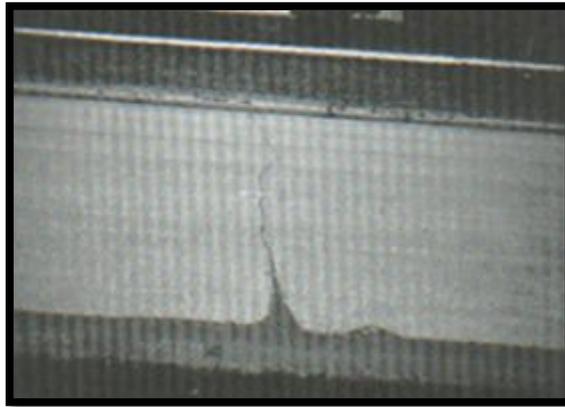


Figura 1.18. Grietas longitudinales y transversales (no PCC) de baja severidad (L. Ricardo, 2002)

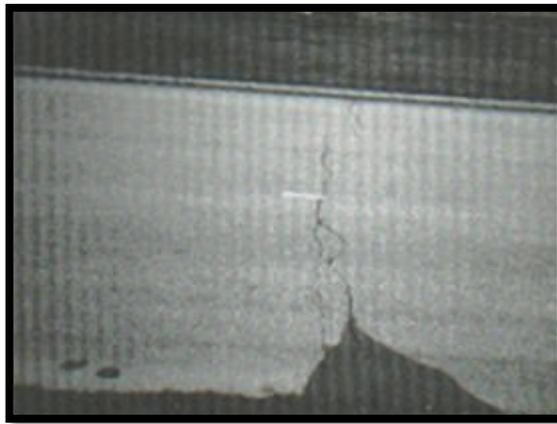


Figura 1.19. Grietas longitudinales y transversales (no PCC) de mediana severidad (L. Ricardo, 2002)



Figura 1.20. Grietas longitudinales y transversales (no PCC) de alta severidad (L. Ricardo, 2002)

4. GRIETA DE REFLEXIÓN DE JUNTA (DE LOSAS DE CONCRETO DE CEMENTO PÓRTLAND).

Descripción: Este daño ocurre solamente en pavimentos con superficie asfáltica contruidos sobre una losa de concreto de cemento Pórtland. No incluye las grietas de reflexión de otros tipos de base (por ejemplo, estabilizadas con cemento o cal). Estas grietas son causadas principalmente por el movimiento de la losa de concreto de cemento Pórtland, inducido por temperatura o humedad, bajo la superficie de concreto asfáltico. Este daño no está relacionado con las cargas; sin embargo, las cargas del tránsito pueden causar la rotura del concreto asfáltico cerca de la grieta. Si el pavimento está fragmentado a lo largo de la grieta, se dice que aquella está descascarada. El conocimiento de las dimensiones de la losa subyacente a la superficie de concreto asfáltico ayuda a identificar estos daños.

Niveles de Severidad

L: Existe una de las siguientes condiciones:

1. Grieta sin relleno de ancho menor que 10.0 mm, o
2. Grieta rellena de cualquier ancho (con condición satisfactoria del material llenante).

M: Existe una de las siguientes condiciones:

1. Grieta sin relleno con ancho entre 10.0 mm y 76.0 mm
2. Grieta sin relleno de cualquier ancho hasta 76.0 mm rodeada de un ligero agrietamiento aleatorio.
3. Grieta rellena de cualquier ancho rodeada de un ligero agrietamiento aleatorio.

H: Existe una de las siguientes condiciones:

1. Cualquier grieta rellena o no, rodeada de un agrietamiento aleatorio de media o alta severidad.
2. Grietas sin relleno de más de 76.0 mm

3. Una grieta de cualquier ancho en la cual unas pocas pulgadas del pavimento alrededor de la misma están severamente fracturadas (la grieta está severamente fracturada).

Medida

La grieta de reflexión de junta se mide en pies lineales (o metros lineales). La longitud y nivel de severidad de cada grieta debe registrarse por separado. Por ejemplo, una grieta de 15.0 m puede tener 3.0 m de grietas de alta severidad; estas deben registrarse de forma separada. Si se presenta un abultamiento en la grieta de reflexión este también debe registrarse.

Opciones de Reparación.

L: Sellado para anchos superiores a 3.00 mm

M: Sellado de grietas. Parcheo de profundidad parcial.

H: Parcheo de profundidad parcial. Reconstrucción de la junta.



Figura 1.21. Grieta de reflexión de junta de baja severidad (L. Ricardo, 2002)

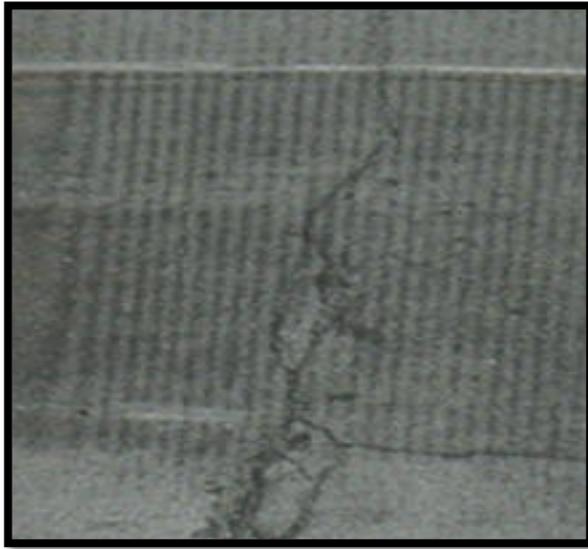


Figura 1.22. Grieta de reflexión de junta de mediana severidad. (L. Ricardo, 2002)



Figura 1.23. Grieta de reflexión de junta de alta severidad (L. Ricardo, 2002)

CAPITULO II : FALLAS EN LOS PAVIMENTOS, EN EL ESCENARIO DE LA MECÁNICA DE MATERIALES

2.1 Generalidades

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 más 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 los fundamentos 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 más 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 más 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.

2.2 Tipos de fallas en los pavimentos asfálticos

Las fallas en los pavimentos asfálticos pueden ser de dos tipos:

1. Fallas de superficie

Comprende los defectos de la superficie de rodamiento debidos a fallas de la capa asfáltica y no guardan relación con la estructura de la calzada. La corrección de estas fallas se efectúa con sólo regularizar la superficie y conferirle la necesaria impermeabilidad y rugosidad. Ello se logra con capas asfálticas delgadas que poco aportan desde el punto de vista estructural en forma directa.

2. Fallas estructurales

Comprende los defectos de la superficie de rodamiento cuyo origen es una falla en la estructura del pavimento, es decir de una o más de las capas constitutivas que deben resistir el complejo juego de sollicitaciones que impone el tránsito y el conjunto de factores climáticos regionales. En la corrección de este tipo de fallas es necesario un refuerzo sobre el pavimento existente para que el paquete estructural responda a las exigencias del tránsito presente y futuro estimados. Se hace, pues, necesario el diseño de una estructura nueva formada por las sub-rasante – pavimento antiguo – refuerzo.

Teniendo en cuenta que un pavimento es una estructura con cierta capacidad para absorber como energía elástica potencial el trabajo de deformación impuesto por cada carga circundante durante su vida útil; retirada la carga, dicha energía es la determinante de la recuperación elástica o cuasi elástica de las deformaciones producidas, la que será tanto más completa cuando menor relajación de la energía elástica se ha producido durante el tiempo que ha actuado la carga.

La falla de la estructura se deriva de dos causas fundamentales:

- a) Si la capacidad mencionada es excedida más allá del valor que determinan las deformaciones recuperables por elasticidad instantánea y retardada, se desarrollan deformaciones permanentes en cada aplicación de las cargas, las que se acumulan modificando los perfiles de la calzada hasta valores que resultan intolerables para la comodidad, seguridad y rapidez del tránsito y aún pueden provocar el colapso de la estructura.
- b) Si la capacidad mencionada no es excedida pero las deformaciones recuperables son elevadas, los materiales y en particular las capas asfálticas sufren el fenómeno denominado fatiga cuando el número de aplicaciones de las cargas pesadas es elevado, que se traduce en reducción de sus características mecánicas. En este caso la deformación horizontal por tracción en la parte inferior de las capas asfálticas al flexionar la estructura, puede exceder el límite crítico y se llega a la iniciación del proceso de fisuramiento.

2.3 Caracterización de la sollicitación en pavimentos

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

La caracterización de las sollicitaciones 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 sollicitaciones adicionales a las propias cargas estáticas del tránsito.

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 sollicitación sobre el pavimento, área de contacto y reparto de presiones sobre la misma.
- Velocidad de los vehículos y tiempo de sollicitación 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.

2.3.2 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. 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.

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.

La figura 2.1 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 2.1(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 2.1 (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 2.1(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.

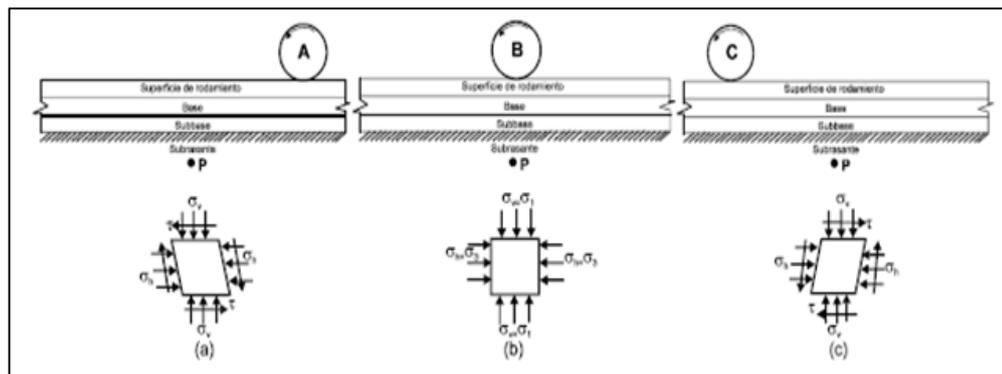


Figura 2.1. Estado de esfuerzos en la sub-rasante. (I.M.T., 2002)

2.3.2.1 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 2.2 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 2.1), 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.

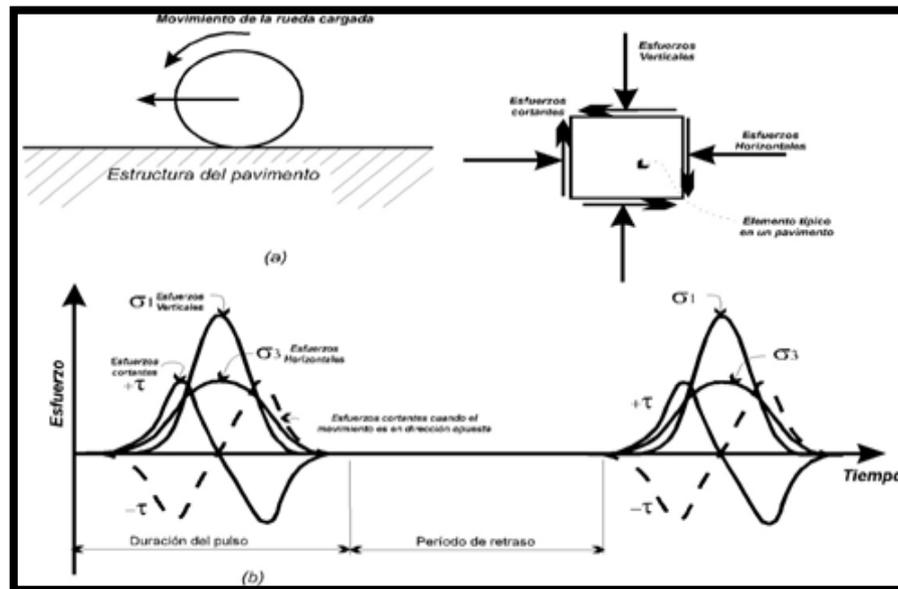


Figura 2.2. Pulsaciones de carga originadas por el movimiento del tránsito. (I.M.T., 2002)

En la Figura 2.2 (a), 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 2.1

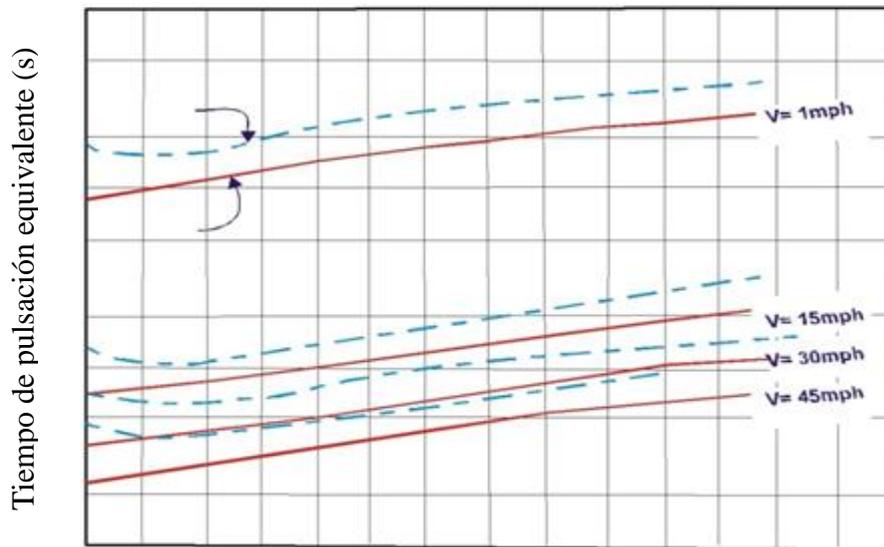
El estado de esfuerzos descrito anteriormente se presenta en forma repetida cuando el paso de los vehículos se hace constante; este proceso depende en gran medida de la acumulación de los ejes equivalentes. El exceso en el número de ejes cargados, en cualquier obra vial, representa el nivel de ocupación.

2.3.2.2 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.

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 2.3. 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. Asimismo, se puede apreciar que el tiempo de duración de la carga aumenta con la profundidad.



Profundidad bajo la superficie del pavimento (in).

Figura 2.3. 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 2.4), 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.

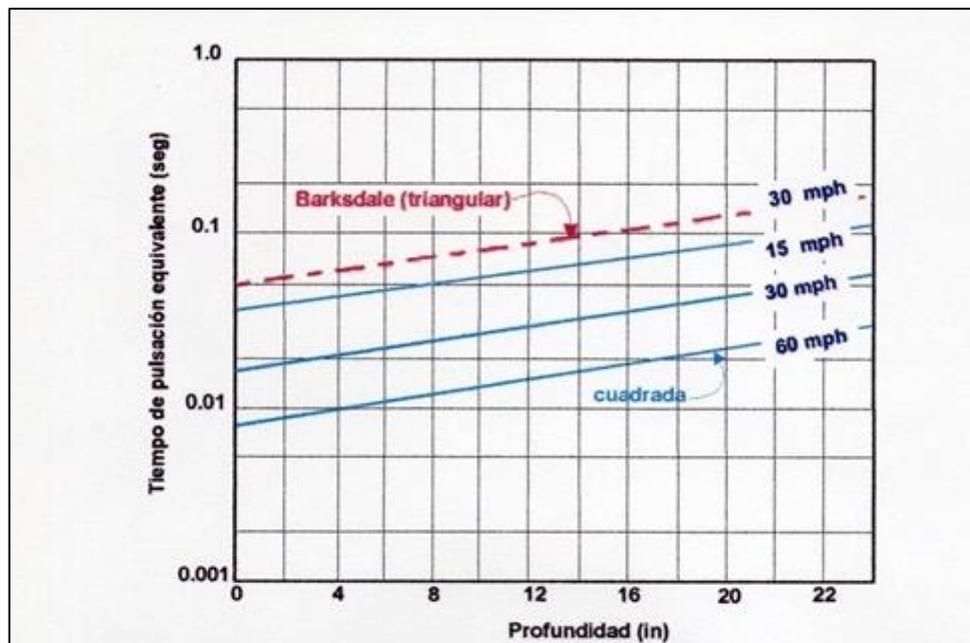


Figura 2.4. Tiempo de pulsación para el esfuerzo vertical con onda tipo cuadrada (McLean, 1974).

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.

2.3.2.3 Estudios sobre interacción dinámica vehículo-pavimento

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.

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 más 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 a esto se refiere, es necesaria más información sobre la respuesta de pavimentos delgados así como sobre los efectos del contacto de la rueda.

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 cargas permitidas por eje. Este último problema es especialmente crítico debido a los gastos excesivamente alto en el mantenimiento de carreteras.

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 2.5 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 2.6 muestra los valores de impacto relativos para estas pruebas.

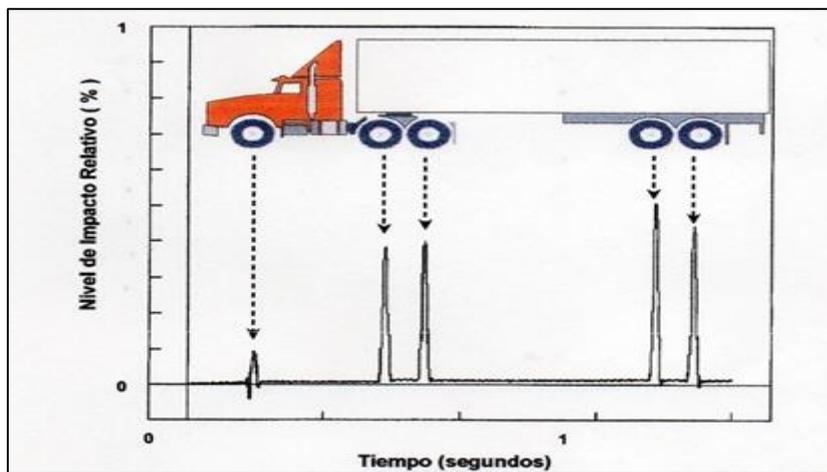


Figura 2.5. Señal de salida típica del sensor de impacto. (I.M.T., 2002)

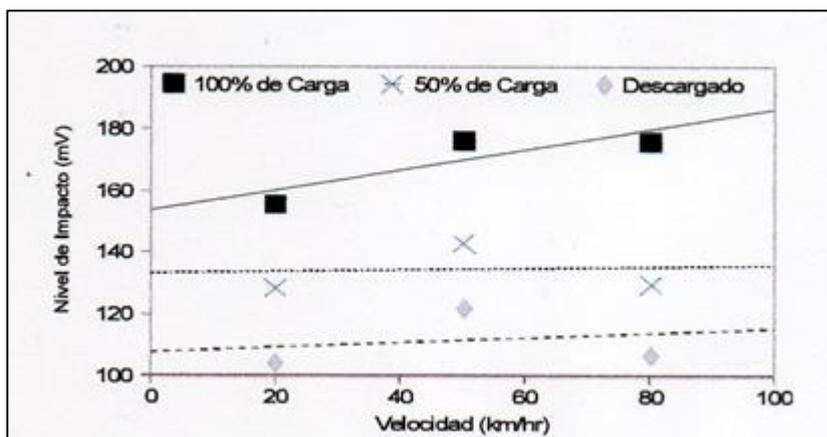


Figura 2.6. Nivel de impacto en el sensor sobre el pavimento, para diferentes velocidades y cargas. (I.M.T., 2002).

Medición del nivel de impacto sobre el pavimento con respecto al tipo de suspensión

Empleando el mismo dispositivo de impacto descrito en la prueba anterior, se realizaron mediciones de un conjunto vehicular tractor –semiremolque - remolque. En este caso, se emplearon dos vehículos de características análogas, uno equipado con suspensión de aire y otro con suspensión de muelles. Se realizaron viajes a tres velocidades diferentes, con el tanque semiremolque totalmente cargado, mientras que el del remolque iba descargado.

La figura 2.7 muestra una gráfica típica de la señal del sensor de impacto, correspondiente al vehículo con suspensión de muelles, viajando a 70 km/hr. Los valores promedios del impacto para las diferentes cargas, velocidades y tipos de suspensión se muestran en la figura 2.8. Es necesario notar que los valores mostrados en la figura dan una referencia del comportamiento de los vehículos empleados, que permite una comparación entre ellos. Sin embargo, estas cantidades no marcan el valor absoluto del nivel de impacto sobre el pavimento.

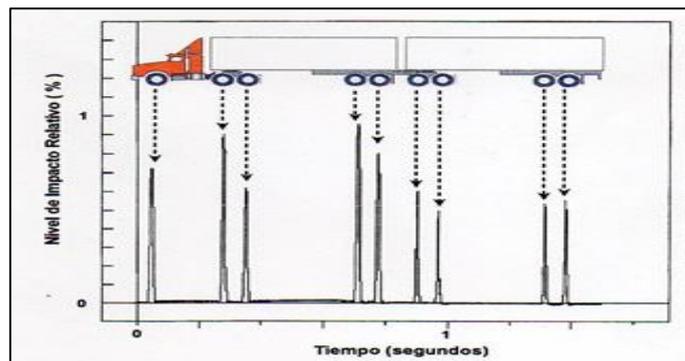


Figura 2.7. Señal de salida típica del dispositivo de impacto. (I.M.T., 2002)

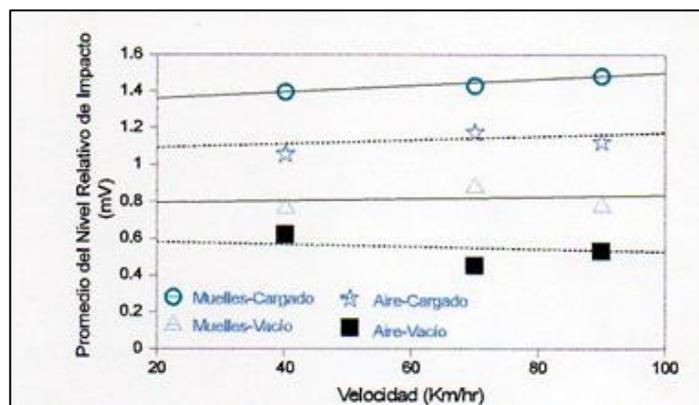


Figura 2.8. Valores de impacto para diferentes cargas, velocidades y tipo de suspensión (I.M.T., 2002).

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. Asimismo, 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.

2.3.3 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.

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 2.9 (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.

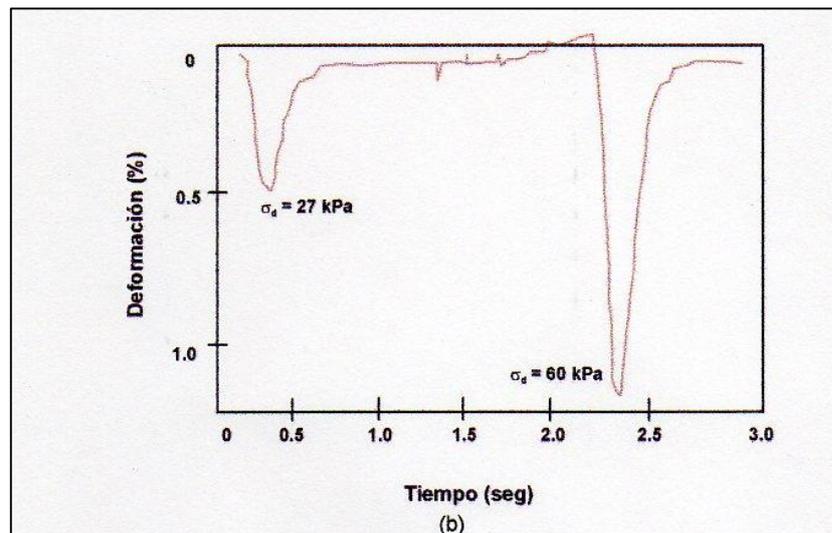


Figura 2.9. Variación típica del esfuerzo y la deformación vertical resiliente en un pavimento con carpeta asfáltica. (I.M.T., 2002)

Otro ejemplo de mediciones de esfuerzos en campo se ilustra en la figura 2.10, en donde se aprecia la variación del esfuerzo vertical medido en la capa sub-rasante 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

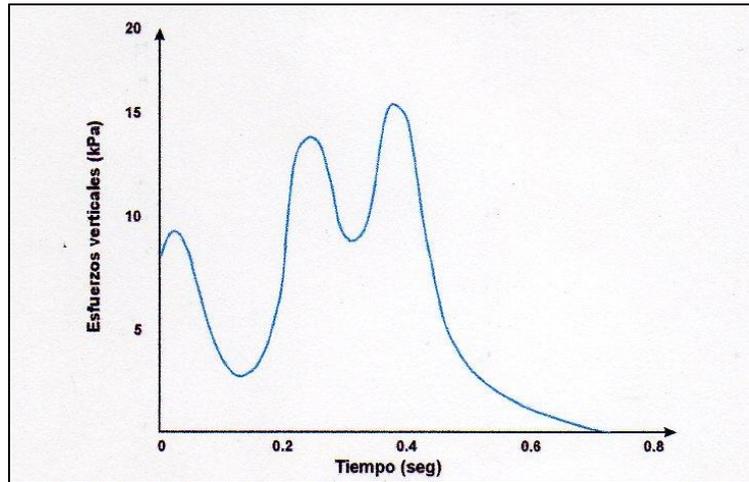


Figura 2.10. Esfuerzos verticales en sub-rasante bajo carpeta de 165 mm. (I.M.T., 2002)

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 2.11). Estos datos fueron obtenidos en un tramo de prueba en una arcilla blanda.

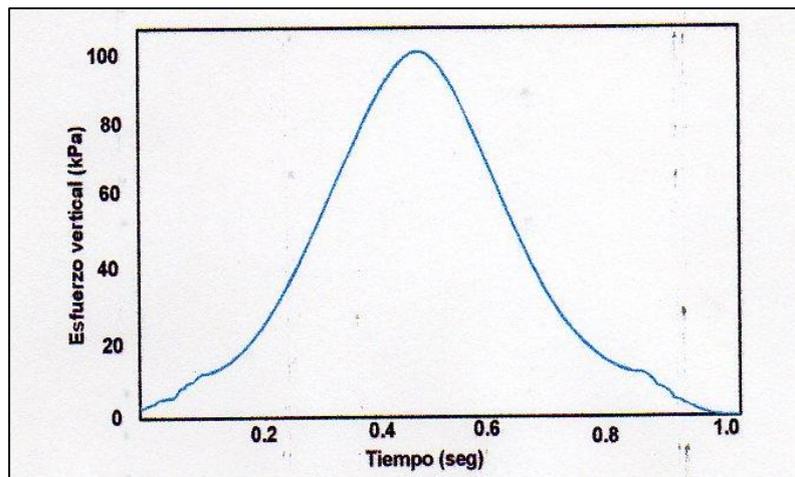


Figura 2.11. Medidas de esfuerzos verticales en sub-rasantes bajo una capa granular de 350 mm de espesor. (I.M.T., 2002)

2.3.4 Estimación de niveles de esfuerzos 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.

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 fórmulas utilizadas más ampliamente es la publicada por Boussinesq en 1885:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{Z^3}{(r^2 + Z^2)^{5/2}} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

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 semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico (figura 2.12). 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.

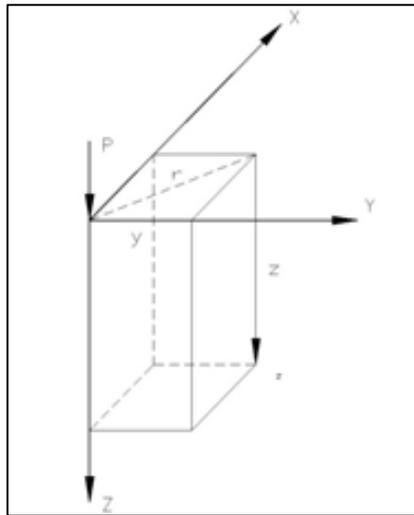


Figura 2.12. Esfuerzos provocados en un punto de una masa de suelo por una carga concentrada en un sistema homogéneo. (I.M.T., 2002)

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 semi-infinito 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 Witzak (1975) indicaron que la teoría de Boussinesq puede ser utilizada para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones aproximadas en la sub-rasante, 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/sub-base 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:

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{Z^3}{(a^2 + Z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.2}$$

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left[1 + 2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(a^2 + Z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.3}$$

$$\varepsilon_z = \frac{(1+\nu)q}{E} \left[1 - 2\nu + \frac{2\nu z}{(a^2 + Z^2)^{0.5}} - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.4}$$

$$\varepsilon_r = \frac{(1+\nu)q}{2E} \left[1 - 2\nu - \frac{2(1-\nu)z}{(a^2 + Z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.5}$$

$$\omega = \frac{(1+\nu)qa}{E} \left\{ \frac{a}{(a^2 + Z^2)^{0.5}} + \frac{1-2\nu}{a} \left[(a^2 + z^2)^{0.5} - z \right] \right\} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

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 resistencia

2.3.5 Concepto de módulo de resiliencia

Hveem y Carmany (1948) reconocieron que el módulo dinámico de elasticidad para sub-rasantes 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 sub-rasantes.

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.

Este término fue cambiado más tarde por el de módulo resiliente, 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:

$$M_R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{\epsilon_{axial}} = \frac{\sigma_d}{\epsilon_{axial}}$$

Ecuación 2.7

donde:

MR = 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.

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 transmitidas al sistema estructural. La respuesta

obtenida permite predecir en principio, los niveles de deterioro esperados a partir de ensaye 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.

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.

2.4 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 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.

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 2.13(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).

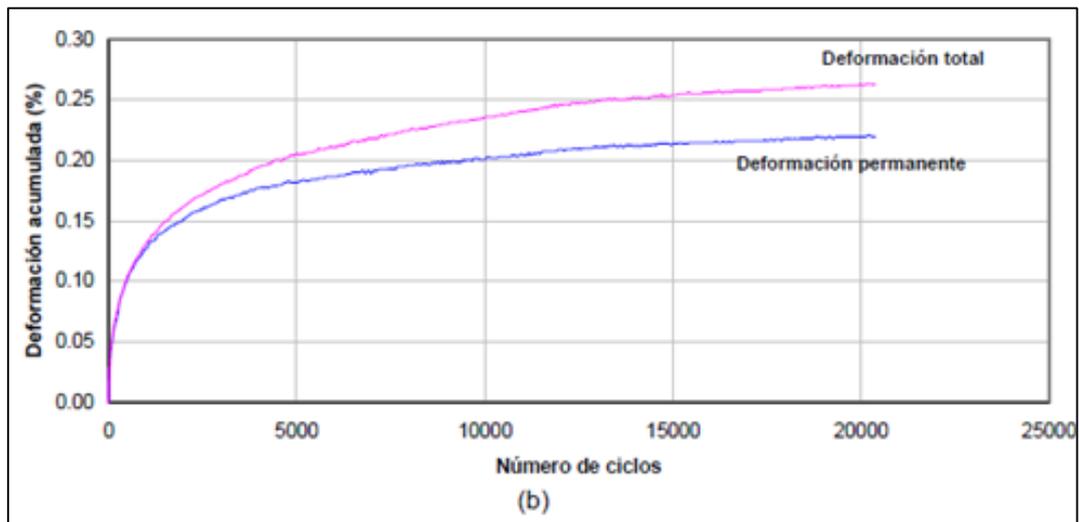
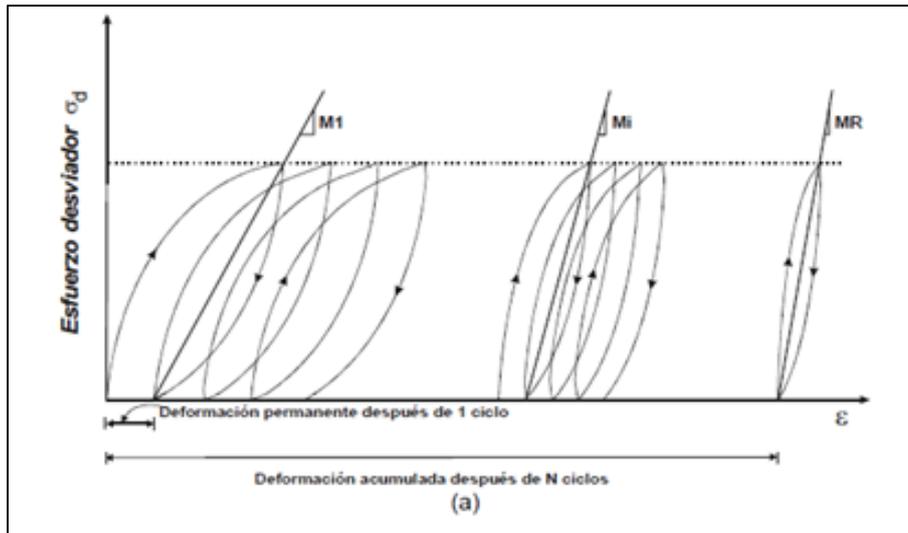


Figura 2.13. Deformación acumulada con el número de aplicaciones del esfuerzo desviador. (I.M.T., 2002)

En la Figura 2.13 (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.

2.5 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. 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 cargas repetidas 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 2.14 muestra algunos patrones de agrietamiento por fatiga que se desarrollan en la carpeta asfáltica.



(a)



(b)

Figura 2.14. Agrietamiento por fatiga (I.M.T., 2002)

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

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.

2. Agrietamiento por temperatura

Cuando se presentan temperaturas muy bajas en la superficie del pavimento se provocarán 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 causará alabeo, el cual será restringido por la capa estabilizada con cemento. Esto provocará 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.

3. Agrietamiento por reflexión

Los agrietamientos por reflexión ocurren si una capa de asfalto yace sobre una capa con grietas o juntas, la 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 subyacentes.

2.6 Dispositivos experimentales usuales

Diversas metodologías de prueba pueden ser aplicadas para medir el comportamiento por fatiga del concreto asfáltico.

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 2.15 muestra un ejemplo de prueba de fatiga por compresión.



Figura 2.15. Prueba de fatiga por compresión (I.M.T., 2002).

La figura 2.16 muestra un ejemplo de prueba de fatiga por flexión en viga prismática de concreto asfáltico.

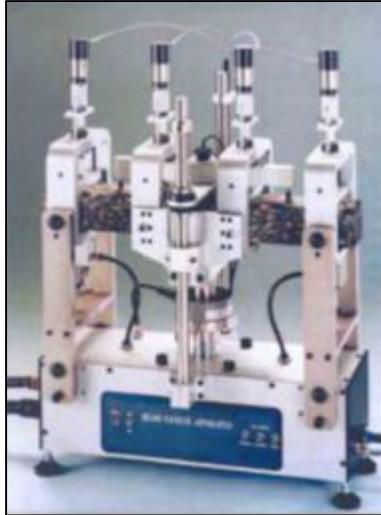


Figura 2.16. Aparato de prueba de fatiga por flexión en viga prismática. (I.M.T., 2002)

2.7 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

2.7.1 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 “pre-esforzar” la capa de manera que los esfuerzos a tensión que ocurren cuando pasa la siguiente carga pesada causan mucho menos (o mucho más) daño por fatiga, dependiendo de si las capas de asfalto acumulan más (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 solicitud 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) presentó en su reporte sobre comportamiento a la fatiga (SHRP A-404), los efectos que muestran distintas variables de prueba sobre las mezclas asfálticas.

La primera variable analizada fue el nivel de esfuerzos del 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 2.1 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 2 1. Resultados promedio de la variación del tiempo de vida por fatiga en función del nivel de esfuerzos y la temperatura de prueba. (I.M.T., 2002)

La tabla 2.1 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.

2.7.2 Tipo de asfalto

Kim et al. (1991) realizó 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) utilizó 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 2.2 muestra los resultados obtenidos.

Nivel 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 2.2. Resultados promedio de la variación del tiempo de vida por fatiga en función del tipo de asfalto y la temperatura de prueba. (I.M.T., 2002)

En la Tabla 2.2 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%).

2.7.3 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) utilizó en su estudio dos contenidos de asfalto. Primero, el más bajo (optimo), 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 2.3 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	
	Optimo	Alto	Optimo	Alto
Bajo (RB)	5.1	5.7	4.9	5.5
Alto (RL)	4.3	5.0	4.10	4.8

Tabla 2.3. Contenido de asfalto utilizado para varias mezclas (I.M.T., 2002)

La tabla 2.4 muestra los resultados obtenidos.

CONTENIDO DE ASFALTO	VIDA POR FATIGA (CICLOS)	
	0°C	0°C
Optimo	4,977,800	213,700
Alto	2,668,200	142,800
% Diferencia	-46%	-33%

Tabla 2.4. Resultados promedio de la variación del tiempo de vida por fatiga en función del contenido de asfalto y la temperatura de prueba. (I.M.T., 2002)

En la tabla 2.4 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.

2.7.4 Tipo de agregados

Elliott et al. (1991) revisó 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 silícea, 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 2.5 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 2.5. Resultados promedio de la variación del tiempo de vida por fatiga en función del tipo de agregado y la temperatura de prueba. (I.M.T., 2002)

En la tabla 2.5 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.

2.7.5 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. En general, el contenido de vacíos depende de la capacidad de carga de las instalaciones de transporte a 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.

Kim et al. (1991) analizó 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) empleó dos niveles de esfuerzos de compactación. El nivel de compactación más 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 especímenes. La tabla 2.6 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 2.6. Resultados promedio de la variación del tiempo de vida por fatiga en función del contenido de vacíos y la temperatura de prueba. (I.M.T., 2002)

En la tabla 2.6 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.

2.7.6 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.

2.7.7 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 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. 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) estudió 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. Éstos 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 mejoró 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, 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 indirectas 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) consideró 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, aún más 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 MR 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) analizó 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.

2.7.8 Temperatura

Como parte del proyecto A-003A, Kim et al. (1991) llevó a cabo un estudio para analizar los efectos 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 asfáltico tiene una resistencia más 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) observó 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.

2.8 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 el 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.

$$N_f = a \left(\frac{1}{\epsilon_0} \right)^b \left(\frac{1}{S_0} \right)^c \quad \text{Ecuación 2.8}$$

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 2.8, varios modelos han sido propuestos para predecir las vidas de diseño por fatiga de pavimentos. 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 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:

$$W_N = A(N_F)^Z \quad \text{Ecuación 2.9}$$

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. La capa superficial es caracterizada por fatiga utilizando la siguiente relación:

$$N_F = K_T \left(\frac{1}{\varepsilon_T} \right)^{K_2} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

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.

$$N_f = \left[\frac{\varepsilon_t}{(0.856V_b + 1.08)S_{mix}^{-0.36}} \right]^{-5} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

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:

$$N_f = S_t * 10^{[4.84(VFB-0.69)]} * 0.004325 * (\varepsilon_t)^{-3.291} (S_{mix})^{-0.845} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

donde:

N_f = Vida por fatiga

S_t = 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:

$$N_f = 2.738 * 10^5 \exp^{0.077VFB} (\varepsilon_0)^{-3.624} (S''_0)^{-2.720} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

donde:

N_f = Vida por fatiga

ε_0 = Deformación inicial, en in/in

S''_0 = 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:

$$N_f = \int_{C_0}^{C_1} \frac{da}{A(\Delta K)^n} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

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 ensayo de tipo viga. La información de pruebas de fatiga en laboratorio típicamente se expresa de la siguiente manera:

$$N_f = K_1 (e)^{-K_2} (E_{ac})^{-K_3}$$

Ecuación 2.15

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:

$$N_f = 18.4 * (10^M) * 0.004325 * (e_t)^{-3.291} (E_{ac})^{-0.854}$$

Ecuación 2.16

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.

CAPITULO III : GEOGRILLA DE FIBRA DE VIDRIO

3.1 Generalidades

La geotecnia aplicada a los pavimentos ha tenido un gran desarrollo en los últimos años. El estudio particular de los asfaltos se ha especializado mucho, y esto puede observarse en el empleo de diferentes materiales para la construcción de caminos, desde concreto hasta materiales de desecho. La malla de fibra de vidrio es un material cuyas características físicas nos permiten mejorar algunas de las propiedades de la carpeta asfáltica.

Las carreteras son diseñadas para cumplir una vida útil determinada; sin embargo, debido a condiciones ambientales y daños provocados a éstas por su operación, los pavimentos sufren diferentes deterioros. Estos deterioros son imperceptibles en un principio; sin embargo, con el paso de los vehículos, los desechos líquidos o sólidos y las condiciones ambientales (lluvias, heladas, calor extremo) van agrandando y haciendo cada vez más evidente el deterioro de las carreteras.

Para el control y/o reparación de estos deterioros se han tomado diferentes alternativas. Entre éstas se encuentran la utilización de geotextiles, las geomallas y la construcción de capas de mejoramiento. Los geotextiles son sistemas de capa intermedia cerrados, los cuales tienen características de flexibilidad y permeabilidad, fabricados a base de materiales sintéticos. Se utilizan como elementos impermeabilizantes, como capa separadora de agregados entre capas, como protección del cuerpo de terraplén y para construcción de drenajes o subdrenajes, principalmente. Las geomallas son estructuras bidimensionales fabricadas con polímeros químicamente inertes, con características homogéneas producidas mediante un proceso de extrusión y estiramiento longitudinal y transversal. Este proceso produce una malla con distribución rectangular uniforme con alta resistencia a la tensión y alto módulo de elasticidad. Se emplean en la conformación de terraplenes, y no requieren tratamientos adicionales para su uso.

Las capas de mejoramiento de las características del pavimento pueden ser de diferente naturaleza. Por un lado está la construcción de carpetas reforzadas mediante la utilización de agentes modificadores del asfalto. Estos agentes pueden mejorar la reología, extender las propiedades del asfalto, endurecerlo, ablandarlo, rejuvenecerlo o mejorar sus propiedades de adherencia con los pétreos, según se requiera.

Los asfaltos modificados se utilizan comúnmente para aumentar la resistencia de la carpeta asfáltica a las cargas repetidas, disminuir la aparición de deterioros en la superficie o darle propiedades determinadas de permeabilidad. También se construyen capas con tamaños de granos controlados, como pueden ser las carpetas de granulometría discontinua que sirven para aumentar la resistencia a las cargas repetidas aportando mayor flexibilidad, y por ende, disminuyendo los daños superficiales de la carpeta; y las carpetas de granulometría abierta que sirven como superficie de rodamiento con propiedades de drenaje superficial, que permiten aumentar la vida útil de la carpeta.

La malla de fibra de vidrio es un tejido de cuerdas cuya hilatura está realizada con fibra de vidrio. Tiene propiedades de elongación menores que las geomallas y los geotextiles, resistencia a la temperatura muy elevada que la hace especialmente adecuada para el trabajo con mezclas asfálticas en caliente y no es reactiva con los componentes del suelo (químicamente inerte). Sus ventajas son la alta resistencia a la tensión y bajas elongaciones, que permiten disminuir la reflexión de grietas en el pavimento. El fresado de la malla es sencillo a diferencia de los geosintéticos comunes, su colocación es rápida y simple, además de ser amigable con el ambiente, ya que está hecha a base de sílice, y es reciclable.

3.2 Geogrilla de fibra de vidrio

3.2.1 Aplicabilidad

En la actualidad, los ingenieros pueden elegir entre varios sistemas de capa intermedia. Estos sistemas están hechos de diferentes ligantes de asfalto, combinados con arena y/o agregados, o de uno o más materiales geosintéticos, los cuales también se pueden combinar con ligantes.

Los sistemas de capa intermedia basados en materiales bituminosos, tales como las lechadas y los sellantes, proporcionan una efectiva impermeabilización, pero aun con los avances en ligantes modificados, ofrecen beneficios limitados en el control de grietas. Durante los últimos 30 años, los geosintéticos han demostrado ser una respetable alternativa por su rigidez adicional, su calidad uniforme y su extensa disponibilidad.

Como se observa en la figura 3.1, se pueden utilizar una variedad de criterios para determinar la aplicabilidad de un producto de capa intermedia específico. Los investigadores han descubierto que el desempeño de un sistema de capa intermedia con geosintético se puede predecir en base a las propiedades, la estructura y la resistencia del material clave.

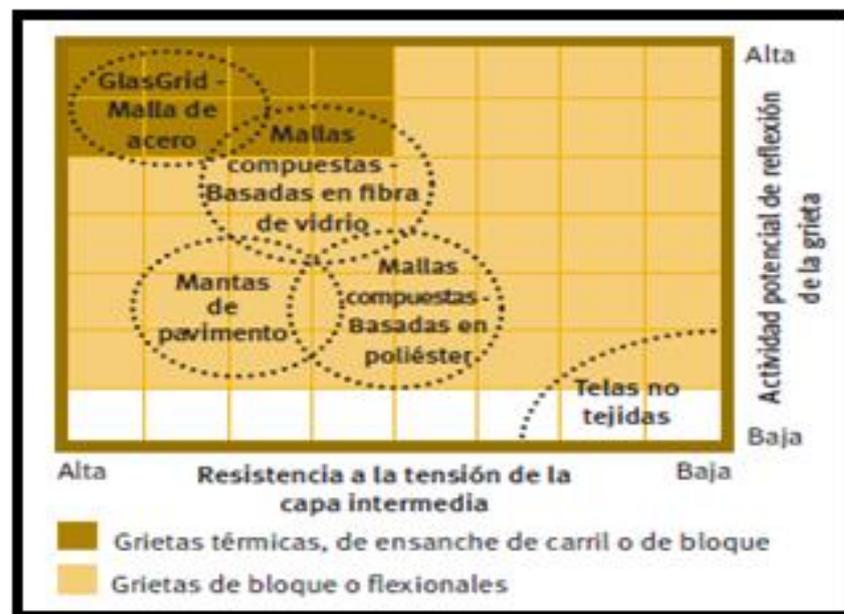


Figura 3.1. Aplicabilidad de los productos de capa intermedia en condiciones de tráfico medio a alto. (T.I.C., 2008)

Los fabricantes sugieren ciertas características diferenciales de la aplicabilidad de la geogrilla de fibra de vidrio en relación a otros materiales:

a) Estructura

El sistema de capa intermedia se define como abierto (sistema GlasGrid y sistemas de malla de acero) o cerrado (mallas compuestas y telas de pavimento). Una estructura de

mallas abiertas estimulan la “adhesión a través de aperturas” (figura 3.2) y la transferencia más eficaz de los esfuerzos hacia la malla por medio de las matrices de agregado de sobrecarpeta y subyacente de las capas superior e inferior de asfalto. Esto es particularmente importante para evitar la propagación de grietas activas dentro del pavimento. Por el contrario, la transferencia de los esfuerzos de las grietas en los sistemas de capa intermedia basados en telas, tiene lugar mediante la adhesión relativamente débil que se forma entre el ligante del asfalto y la tela.

Figura 3.2. La adhesión a través de las aperturas se produce en el área abierta entre las costillas de la estructura del sistema GlasGrid. (T.I.C., 2008)

b) Creep

Se requiere una resistencia al creep (fluencia a largo plazo) para controlar la propagación de grietas asociada al movimiento térmico o al ensanche de carril. El sistema GlasGrid y la malla de acero son las únicas mallas que poseen suficientes características de fluencia para resistir a un alto nivel de esfuerzos sostenidos durante largos períodos de tiempo.

c) Facilidad de instalación

Con su adhesivo activado por presión, el sistema de capa intermedia GlasGrid es el de más rápida instalación que existe en el mercado. Se pueden instalar hasta 25.000 yardas cuadradas (21.000 metros cuadrados) de malla en un día, utilizando una unidad de tendido estándar. Además, la instalación del sistema GlasGrid se puede adaptar fácilmente a las condiciones del clima local o a los requisitos de construcción especiales.

d) Fresado y reciclaje

Con la excepción de las mallas de acero en las sobrecarpetas delgadas de asfalto, la mayoría de los sistemas de capas intermedias con geosintéticos se pueden fresar utilizando equipos de recuperación tradicionales. Sin embargo, cuando se trata de reciclar asfalto reforzado, sólo los pavimentos reforzados con el sistema GlasGrid se pueden fresar y reutilizar en otros proyectos de carreteras como pavimento de asfalto reciclado (recycled asphalt pavement, RPA) (figura 3.3).



Figura 3.3. El asfalto molido que contiene el producto GlasGrid se puede reciclar fácilmente para usarlo en otros proyectos. (T.I.C., 2008)

e) Desempeño comprobado

Aunque se han logrado avances en cuanto a sobrecarpetas y adhesivos, el sistema GlasGrid aún se fabrica como se hacía originalmente hace más de 20 años. Esto pone de manifiesto el éxito extenso y comprobado del producto en los sitios donde se llevan a cabo proyectos en todo el mundo.

En cuanto a las grietas reflexivas, que es el principal interés de esta tesis, aquéllas se pueden clasificar en cuatro tipos (figura 3.4):

- Grietas de bloque.
- Grietas térmicas.
- Grietas de juntas de pavimento de concreto.
- Grietas de ensanche de carril

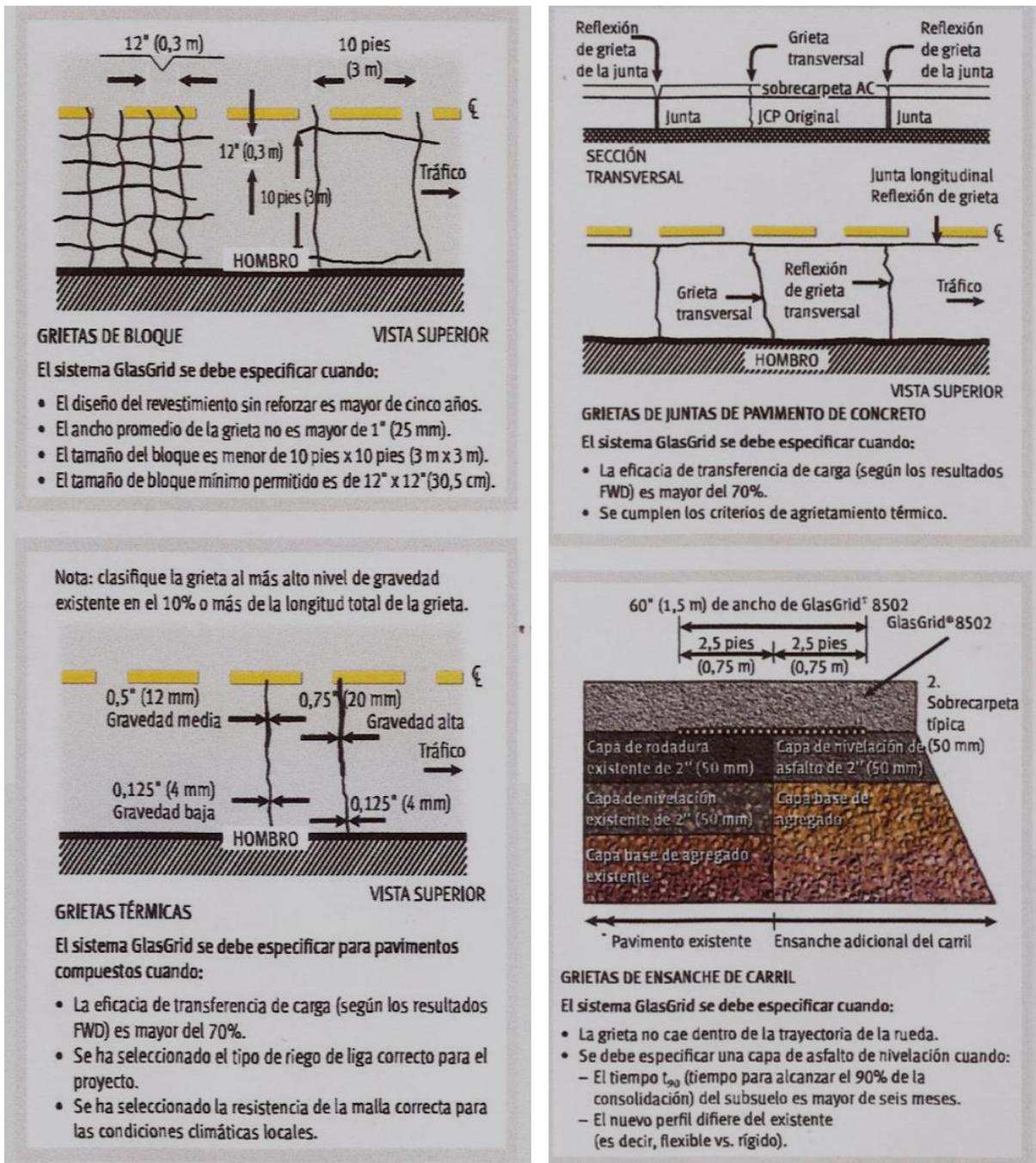


Figura 3.4. Clasificación de grietas reflexivas (T.I.C., 2008)

3.2.2 Especificaciones técnicas del material

La geomalla estructural es un material en base a fibra de vidrio, resistente a la tracción, con las siguientes características:

- Elongación a la rotura (%)..... <= 4
- Aperturas (mm x mm)..... 25.4 x 25.4

La explicación de esto deriva en la rigidez característica de los materiales que corresponde simplícidamente en la inclinación de la curva del material, ilustrado en el gráfico tensión - deformación siguiente:

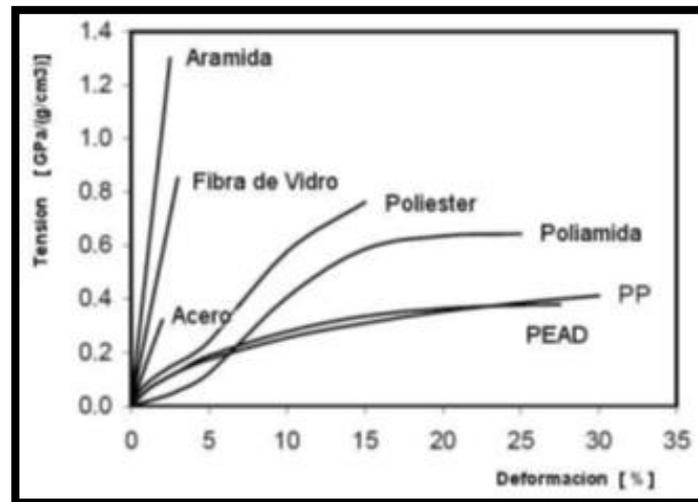


Figura 3.5. Curvas tensión – deformación de diversos sistemas de capa intermedia. (T.I.C., 2008)

3.2.3 Investigaciones realizadas

El uso de capas intermedias para controlar la reflexión de grietas se ha investigado ampliamente durante los últimos 30 años. En particular, tres proyectos clave de investigación han cuantificado los beneficios de utilizar la geomalla de fibra de vidrio (GlasGrid) y ayudan a definir sus áreas de aplicación.

Universidad de Texas A&M

Los estudios que utilizan la prueba de sobrecarpeta (figura 3.6) y la prueba de fatiga de una viga (figura 3.7), para vigas de asfalto reforzadas, demostraron un mejoramiento de dos a tres veces la vida útil de una sobrecarpeta reforzada con GlasGrid en comparación con una sobrecarpeta construida con el mismo espesor de asfalto no reforzado. Estos dos métodos de prueba aún se usan ampliamente para evaluar el desempeño de las mezclas de asfalto y de los sistemas de capa intermedia.

También se llevó a cabo un estudio secundario para comparar el desempeño de una sección reforzada más delgada contra una sección no reforzada más gruesa. Estos

resultados se presentan en la figura 3.8 Estos resultados demuestran un incremento de al menos 10 veces de la vida útil del asfalto reforzado más delgado.

Además de las pruebas principales de laboratorio realizadas en la Universidad de Texas A&M, se desarrolló un modelo de pronóstico utilizando los datos de prueba. Utilizando variables de tráfico, temperatura y geometría del pavimento, se hicieron comparaciones del desempeño pronosticado de las sobrecarpetas no reforzadas y reforzadas con GlasGrid. Para el ejemplo que se muestra en la figura 3.9, el beneficio del desempeño pronosticado del rendimiento de la sobrecarpeta reforzada con GlasGrid de 100kN es de 1,5 a 2 veces el de la sobrecarpeta no reforzada. Se espera que el desempeño de un producto de 200kN (GlasGrid 8502 u 8512) sea el doble del desempeño de la malla de 100kN.

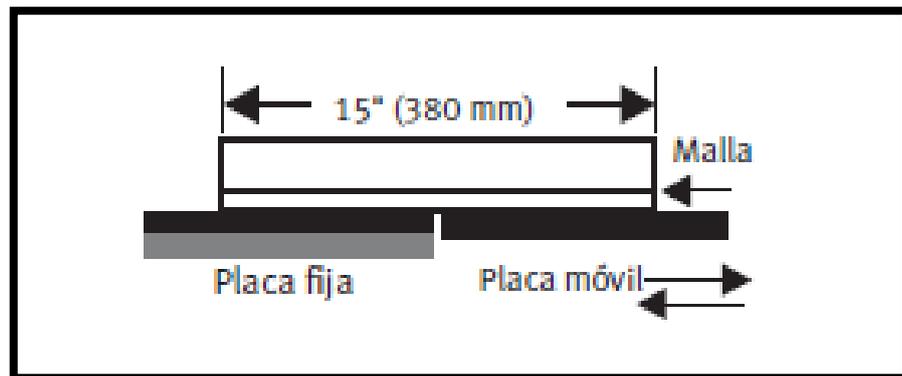


Figura 3.6. Diagrama esquemático de la prueba de sobrecarpeta. (T.I.C., 2008)

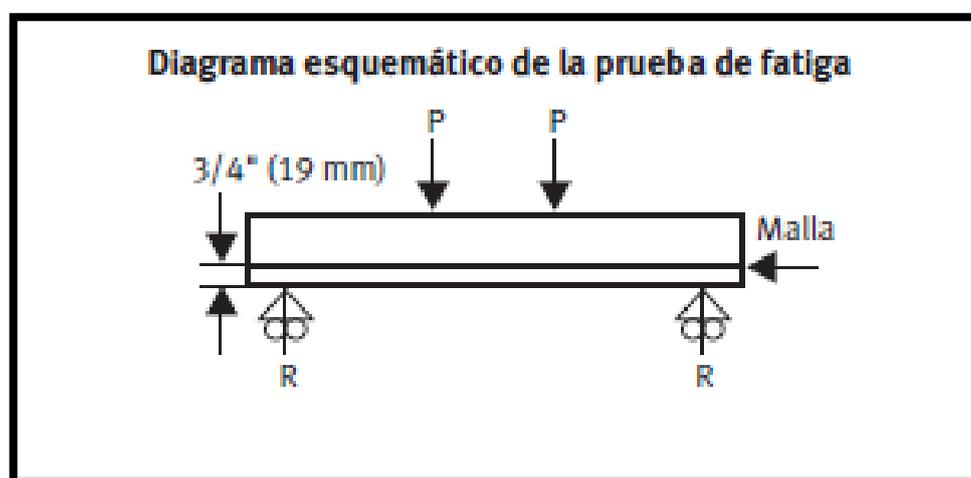


Figura 3.7. Diagrama esquemático de la prueba de fatiga. (T.I.C., 2008)

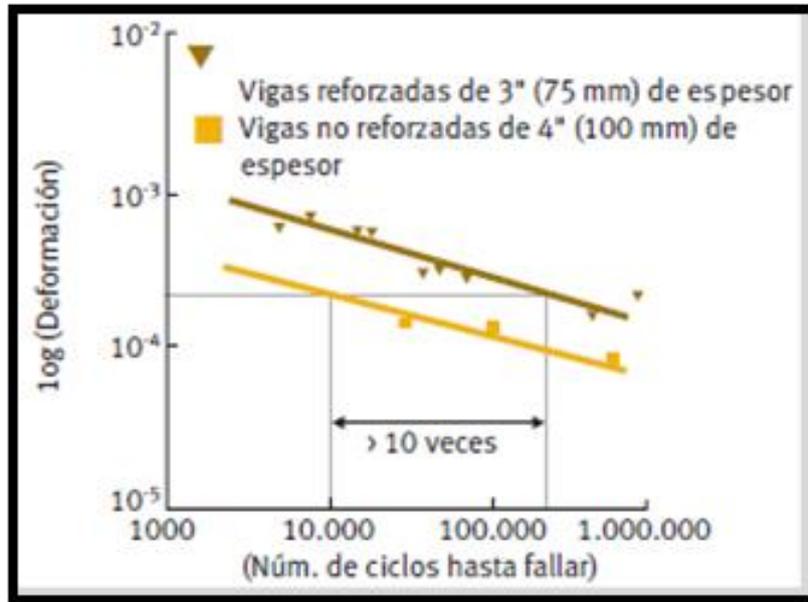


Figura 3.8. Resultados de la prueba de una viga simple reforzada con GlasGrid, de 3" de espesor, en comparación con una viga no reforzada de 4" de espesor. (T.I.C., 2008)

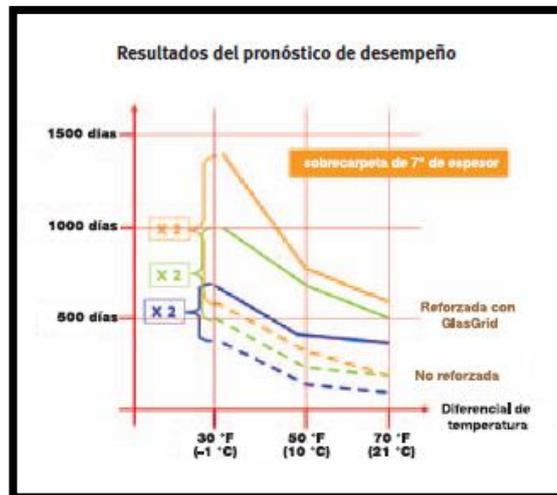


Figura 3.9. Resultados del pronóstico de desempeño. (T.I.C., 2008) *Universidad de Nottingham del Reino Unido*

Para medir la calidad de la adhesión entre las diferentes capas intermedias y el asfalto, se utilizó una prueba de adhesión de interfaz (figura 3.10). Los resultados de la prueba mostrados en la tabla 3.2 sugieren firmemente que la presencia de una tela, y no de mallas, produce una grave reducción de la rigidez al corte de la interfaz.

También se llevaron a cabo pruebas de vigas apoyadas de forma semicontinua (figura 3.7) en la Universidad de Nottingham para determinar la capacidad de los materiales de capas intermedias para oponerse a la propagación de la grieta en vigas de asfalto ranuradas. La prueba simula una distribución de esfuerzos similar a la que se encuentra en pavimentos sometidos a las condiciones normales de tráfico.

Los resultados que se muestran en la tabla 3.3 presentan la sección de peor desempeño (en este caso, la sección no reforzada) y se aplica un “factor de fatiga” en las otras secciones para representar la velocidad reducida de la propagación de la grieta (es decir, a mayor factor de fatiga, menor velocidad de propagación de la grieta).

El factor de fatiga y la resistencia de adhesión asociadas a una capa intermedia particular son parámetros de entrada claves para el modelo de desempeño desarrollado. Sobre la base de los datos que se muestran, el modelo pronostica que una capa intermedia de GlasGrid mejorará la resistencia a la propagación de la grieta para una sobrecarpeta de asfalto en un factor de 2 a 3 veces.

Productos	Rigidez al corte de la interfaz (MPa/mm)	Resistencia al corte de la interfaz (kPa)
Malla abierta tipo 1	24,7 (68%)	No falló
Malla compuesta tipo 1	8,1 (22%)	240
Malla compuesta tipo 2	14,3 (40%)	270
GlasGrid	36,4 (100%)	No falló
Malla compuesta tipo 3	14,1 (40%)	245

Tabla 3.2. Valores informados de resistencia y de rigidez al corte de la interfaz, obtenidos en la Universidad de Nottingham del Reino Unido. (T.I.C., 2008)

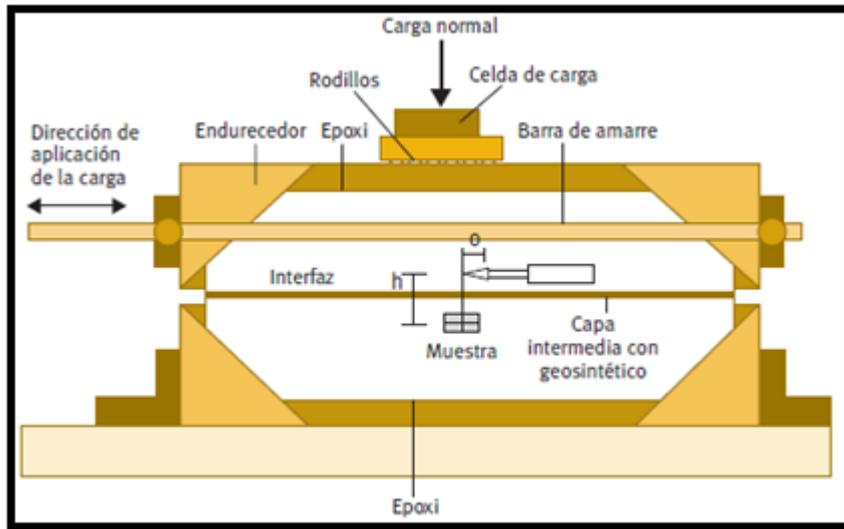


Figura 3.10. Aparato de prueba de adhesión de interfaz. (T.I.C., 2008)

Tipo de capa intermedia	Resistencia de adhesión de la interfaz (MN/m ²)	Factor de fatiga (velocidad disminuida de la propagación de la grieta)		Mecanismo (encima/debajo de la interfaz)
		Encima de la interfaz	Debajo de la interfaz	
GlasGrid	10	4	4	Adhesión a través de aperturas (THB)/THB
Malla compuesta	0,1	4	1	THB/Adhesión
Tela	0,1	1	1	Adhesión/Adhesión
No reforzada	0,1	1	1	Adhesión

Tabla 3.3. Parámetros de entrada utilizados para caracterizar el refuerzo del pronóstico de desempeño. Universidad Delft, Países Bajos. (T.I.C., 2008)

Después de un extenso estudio de evaluación de desempeño en el campo y de un programa integral de pruebas de laboratorio, se desarrolló un modelo de pronóstico de desempeño para sobrecarpeta de pavimento sujeta a la reflexión de grietas producida por esfuerzos térmicos inducidos. Este modelo se utilizó posteriormente para desarrollar el Software de diseño Anti-reflexión de grietas (Antireflective Cracking Design Software, ARCDES0). También se demostró que, para un rango de parámetros de entrada, la vida útil de diseño

de una sobrecarpeta de asfalto reforzada con el producto GlasGrid 8501 es probablemente dos veces la de una sobrecarpeta no reforzada.

Instalaciones de prueba del NCAT, Opelika, Alabama

El Centro Nacional de Tecnología del Asfalto (NCAT) es una de las instalaciones de prueba de tamaño real más grandes y más avanzadas del país (figura 3.11). Durante la construcción de las secciones de prueba inaugurales del centro en el año 2000, se incluyó el producto GlasGrid 8501 en una sección de pista de 100 pies (30,5 m) de largo. Una sección de pista adyacente de 100 pies (30,5 m) no reforzada sirvió como sección de control.



Figura 3.11. El sistema glas gridd se instaló en la pista de pruebas de pavimento del Centro Nacional de Tecnología del Asfalto, en Opelika, AL. (T.I.C., 2008)

Toda la pista está soportada por una base de 20 pulgadas (50,8 cm) de mezcla de asfalto caliente (hot mix asphalt, HMA) para aislar los deterioros de las cuatro pulgadas superiores. La mezcla de prueba Marshall SMA consistió en un relleno de agregado de tamaño nominal máximo de 3/4" de granito triturado y carbonilla mineral. Se especificó un ligante líquido PF76-22, SBR-modificado al 6,2%. Se aplicó una capa de emulsión adhesiva del tipo CSS 1h en una proporción de 0,03 galones por yarda cuadrada antes de la colocación de cada capa de asfalto; el GlasGrid se colocó después de la aplicación del riego de la liga sobre la capa de nivelación.

Ambas secciones se sometieron a 20 millones de Cargas de eje simple equivalentes (Equivalent Single Axle Loads, ESAL) de tráfico acelerado, el equivalente a 20 años de

tráfico sobre una carretera interestatal típica. Después de este tráfico intenso, se observó un agrietamiento longitudinal a lo largo de toda la sección de control. Por el contrario, no se observó ningún agrietamiento en la sección de prueba reforzada con GlasGrid. Un núcleo exploratorio de la sección reforzada retirado después del tráfico demostró que el producto GlasGrid estaba aún intacto, adherido a ambas sobrecarpetas del asfalto, la inferior y la superior (figura 3.12).

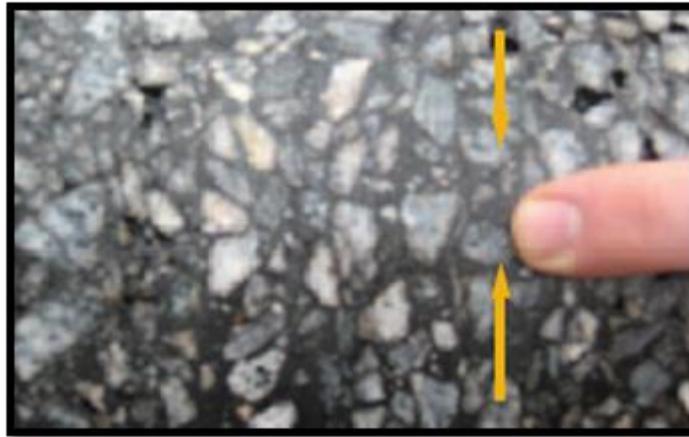


Figura 3.12. El producto GlasGrid permanece intacto después de 20 millones ESAL de carga de tráfico (T.I.C., 2008)

3.2.4 Utilización en otros países

A diferencia de la mayoría de los demás productos de capas intermedias, el sistema GlasGrid tiene décadas de desempeño comprobado. Miles de proyectos exitosos en todo el mundo han utilizado GlasGrid para retardar la migración de la reflexión de grietas; cuatro ejemplos de dichos proyectos se detallan a continuación.

Autopista 96 de los EE. UU., Lumberton, Texas

Esta autopista de cinco carriles es una de las principales arterias de la carretera interestatal 10 y comunica a Beaumont, Texas, con varias ciudades pequeñas (figura 3.13). La carretera, construida originalmente en pavimento flexible, es extensamente transitada por vehículos comerciales y camiones pesados. En 1993, se registró un flujo Promedio anual de tráfico diario (annual average daily traffic, AADT) de 20.600.

Para reducir la reflexión de grietas relacionada con la temperatura y la fatiga, el Departamento de Transporte de Texas aprobó la instalación de la malla de GlasGrid 8501 sobre todo el ancho de un segmento de una milla en el área más afectada por el agrietamiento. La malla fue colocada encima de una capa de nivelación de 1,5" de espesor y cubierta con una capa de rodadura HMAC tipo C de 1,5" de espesor.

En cada extremo de la sección de prueba, se monitorearon secciones de control construidas sin el sistema GlasGrid junto con la sobrecarpeta reforzada con GlasGrid durante un período de seis años. Los resultados se presentaron anteriormente en la figura 3.14. Las secciones de la carretera reforzadas con el sistema GlasGrid muestran un mejoramiento sustancial con muchas menos grietas reflejadas en la superficie.



Figura 3.13. Autopista 96 de los E.E.U.U., Lumberton, Texas (T.I.C., 2008)

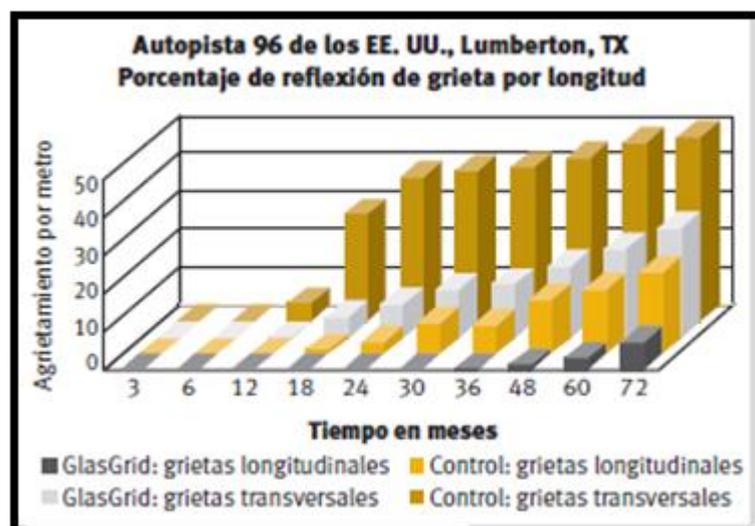


Figura 3.14. Porcentaje de reflexión de grietas en las secciones de control (T.I.C., 2008)

Autopista 190 de los EE. UU., Hammond, Luisiana

La autopista 190 es una vía arteria secundaria localizada entre Covington y Baton Rouge, Luisiana (figura 3.15). Fue construida originalmente en pavimento rígido. Cuando se hizo la rehabilitación de la carretera en 1994, se había registrado un promedio anual de tráfico diario (AADT) de 8.900 en el año anterior. Sin embargo, la carretera originalmente soportó sustancialmente más tráfico antes de la construcción del segmento local de la carretera interestatal 12. En consecuencia, un gran número de grietas transversales y longitudinales se habían desarrollado en toda la profundidad del asfalto y en los pavimentos compuestos existentes.

El Departamento de Transporte de Luisiana colocó una capa de nivelación tipo 8 de 1,5" de espesor seguida de una capa de rodadura tipo 8 de 1,5" de espesor. El GlasGrid 8501 se colocó entre las dos sobrecarpetas, dejando un área sin reforzar para que sirviera como sección de control. Los resultados durante los seis años del monitoreo realizado después de la rehabilitación se presentan en la figura 3.16 y muestran claramente los beneficios de utilizar el sistema GlasGrid para retardar la reflexión de grietas.



Figura 3.15. Autopista 190 de los EE. UU., Hammond, Luisiana (T.I.C., 2008)

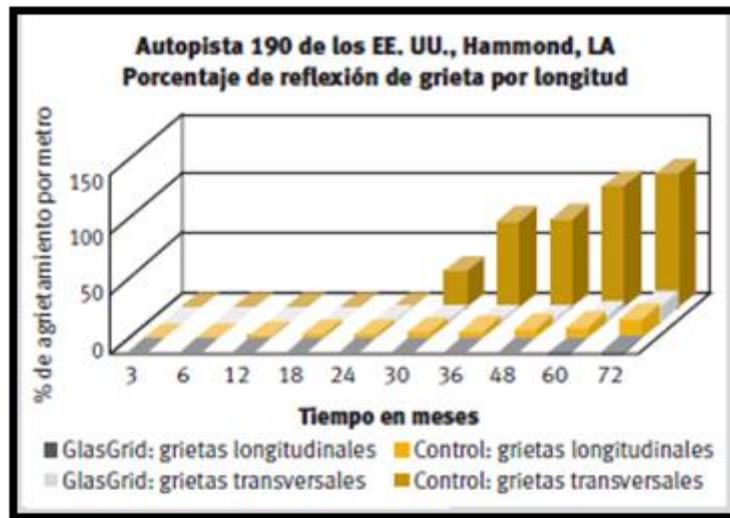


Figura 3.16. Porcentaje de reflexión de grietas en las secciones de control. (T.I.C., 2008)

Ruta estatal 113, condado de Lorain, Ohio

Localizado al nordeste de Ohio, el condado de Lorain limita con el condado de Cuyahoga y se encuentra aproximadamente a 30 millas al oeste de Cleveland (figura 3.17). El crecimiento del condado, particularmente en la comunidad de Amherst y alrededor de ella, trajo un creciente tráfico a los segmentos locales de la Ruta estatal 113, una carretera de este a oeste, de 60 millas, que atraviesa cuatro condados de Ohio. Mediciones recientes del flujo Promedio anual de tráfico diario (AADT) registraron 13.400 automóviles, principalmente de pasajeros.

Para dar cabida al crecimiento del tráfico, el distrito tres del Departamento de Transporte de Ohio (Ohio Department of Transportation, ODOT) autorizó los ensanches de los carriles de intersección a lo largo de la ruta. Los funcionarios del transporte, quienes consideran la reflexión de grietas como la causa principal del deterioro del pavimento, no han estado satisfechos con los resultados obtenidos con los métodos estándares (no reforzados) de ensanche de pavimento ni con el desempeño de la junta longitudinal. En 2003, el distrito 3 del Departamento de Transporte de Ohio (ODOT) especificó el uso del GlasGrid 8502 (o su equivalente) en varias intersecciones designadas, incluso una cercana al pueblo de Elyria. Allí se colocó el sistema GlasGrid directamente sobre la junta de ensanche longitudinal y se recubrió con dos capas de asfalto.

Mientras el promedio nacional de la reflexión de las juntas longitudinales sin reforzar de este tipo se estima aproximadamente en un 20% por año, la junta longitudinal reforzada con el sistema GlasGrid reflejó un porcentaje estimado mucho menor del 3% por año. La vida útil proyectada de la junta reforzada es de 33,3 años; en contraste, el promedio nacional de proyectos similares con juntas no reforzadas se estima que sea apenas de cinco años. La experiencia en el campo ha demostrado que a mayor longitud de protección de la junta, mayor la vida útil de servicio del pavimento, con menores costos del ciclo de vida, tales como el de sellado de grietas y el de reparación de baches.



Figura 3.17. Ruta estatal 113, condado de Lorain, Ohio (T.I.C., 2008)

3.3 Desempeño de la Geogrilla de Fibra de Vidrio

3.3.1 Resistencia a la tensión

Cuando se utilizan procedimientos de rehabilitación convencionales, se coloca una sobrecarpeta de asfalto sobre el pavimento rígido o flexible existente. Esto proporciona más vida útil a la carretera, pero las grietas existentes se propagarán por reflexión prematuramente hacia la superficie, como se muestra en la figura 3.18.

Cuando se usa para reforzar el asfalto, el sistema GlasGrid ayuda a crear un material compuesto que combina la resistencia a la compresión de la mezcla de asfalto con la resistencia a la tensión de las fibras de vidrio. Mediante la introducción de un elemento rígido con alta resistencia a la tensión en la base de una sobrecarpeta, las grietas que se propagan hacia la superficie son interceptadas y se evita inmediatamente que sigan

migrando. Por el contrario, la grieta se reorienta horizontalmente, como muestra la figura 3.19.



Figura 3.18. Reflexión de grietas hacia la superficie (T.I.C., 2008)

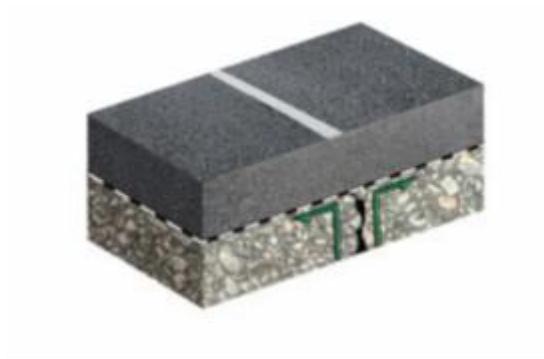


Figura 3.19. Migración de grietas en forma horizontal (T.I.C., 2008)

3.3.2 Esfuerzos inducidos y material

Al analizar los tratamientos para retrasar la reflexión de fisuras, es esencial reconocer los mecanismos esenciales relacionados con su comportamiento. Una superposición de movimientos causados por las ruedas de las cargas, los cambios de temperatura y los cambios de humedad en la sub-rasante, inducen estados complejos de flexión, tensión y corte. Estas tensiones son causadas por una compleja secuencia de fracturas y movimientos en las articulaciones.

Lytton (1989) señala que, cada vez que la carga pasa por encima de una grieta en el pavimento antiguo, tres pulsos de concentraciones de esfuerzos ocurren en la punta de la grieta, a medida que crece hacia arriba. El primer pulso de carga es un esfuerzo cortante máximo (que se muestra en el punto A, en la figura 3.20), El segundo pulso de carga es un esfuerzo de flexión máximo (que se muestra en el punto B, en la figura 3.20) y el tercer pulso de carga es también un esfuerzo cortante máximo, excepto que es en la dirección contraria al primer pulso (que se muestra en el punto C, en la figura 3.20). Estos pulsos de carga se producen en periodos muy cortos de tiempo, del orden de 0.05 segundos. A estas altas tasas de carga, las rigideces de los pavimentos antiguo y nuevo se incrementan. Como consecuencia de este aumento de rigidez, el material se vuelve aún más frágil del que ya es por sí mismo y, dado que el número de pulsos de carga aumenta con el tránsito, la magnitud de los movimientos en los puntos sometidos a esfuerzos se incrementan, en consecuencia el fisuramiento crece, dando como resultado la rápida reflexión de grietas en la superficie del pavimento.

Es en este complejo juego de esfuerzos y deformaciones, en que la geogrilla de fibra de vidrio se desempeña, disipando de forma horizontal las tensiones que se generan en la vecindad de las grietas y/o fisuras, e impidiendo que éstas se reflejen en la superficie, aumentando así la vida útil del pavimento.

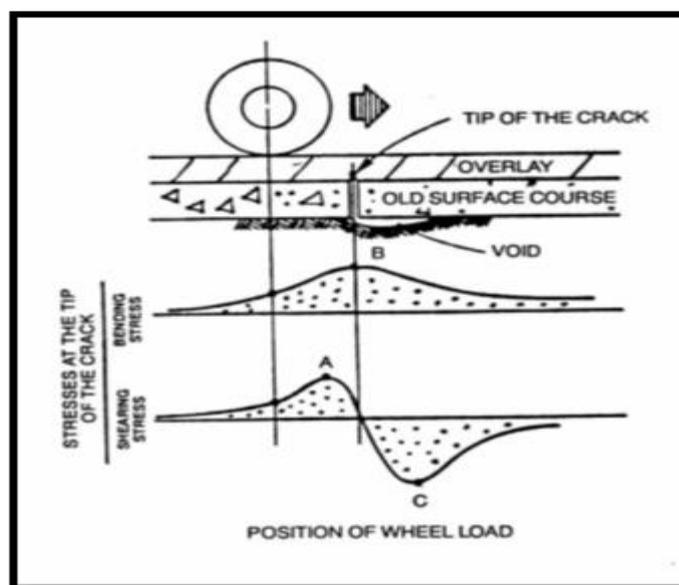


Figura 3.20. Esfuerzo cortante y de flexión, causado por la carga de una rueda en movimiento. (G. Cleveland, J. Button and L. Lytton, 2002)

3.3.3 Comportamiento en la reparación de pavimentos

El recapamiento asfáltico es un recurso ampliamente utilizado en la recuperación de pavimentos y presenta un desafío recurrente: “evitar el surgimiento de grietas reflejadas”. Estas grietas no son más que una imagen reflejada de las fisuras o juntas de dilatación que el pavimento pretende recuperar y su surgimiento indica inequívocamente un proceso de destrucción del recapado. La tendencia predominante de los principales países europeos y americanos ha sido la utilización de una geogrilla de refuerzo de alto módulo de elasticidad. La función principal es absorber las tensiones provenientes de las dilataciones o deformaciones de las placas de pavimento antiguo, provocadas por el tráfico de vehículos o dilatación y contracción térmica de los elementos del pavimento antiguo. El refuerzo de fibra de vidrio absorbe así las capacidades que de otro modo estarían actuando sobre el CBUQ aumentando su capacidad de deformación elástica. Este fenómeno reduce la falla del material por fatiga y es particularmente eficaz en ambiente de altas temperaturas, donde normalmente disminuyen las propiedades mecánicas del asfalto.

A continuación se muestra esquemáticamente una visión general de los pasos a seguir para la formación de una grieta reflexiva.

Recapamiento sin refuerzo:

1. Camada de asfalto

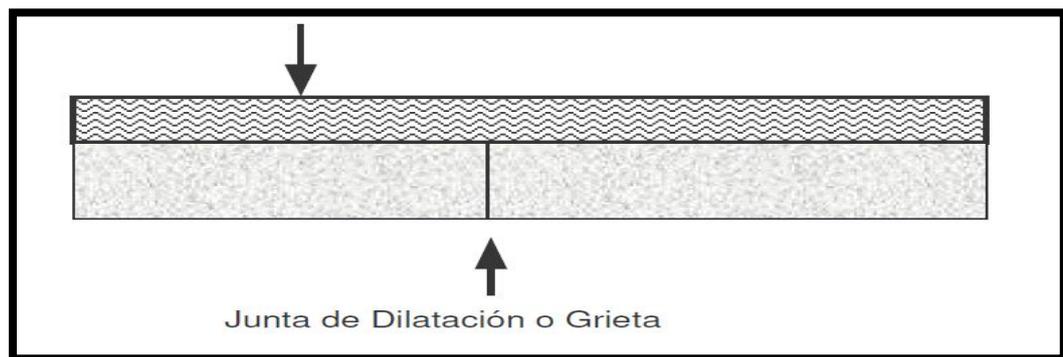


Figura 3.21. Camada de asfalto. (G, Reccius)

2. Una dilatación “e” de junta o fisura es traspasada a la camada asfáltica con la consecuente deformación plástica.

Las fisuras de asfalto comienzan con deformaciones del 0.5%.

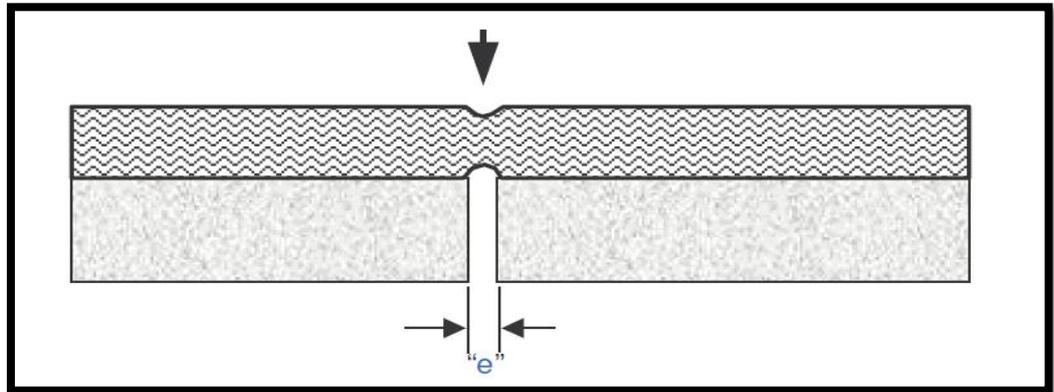


Figura 3.22. Dilatación “e”. (G, Reccius)

3. Los sucesivos ciclos de dilatación / contracción provocan la fatiga de la camada de asfalto “generando grietas reflexivas”.

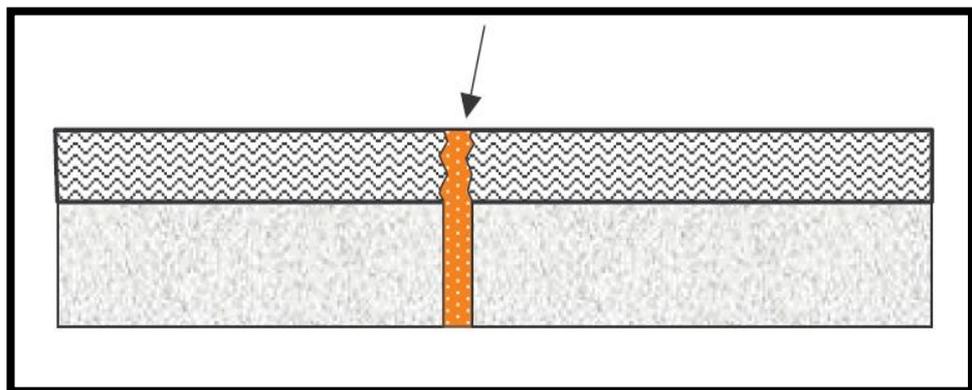


Figura 3.23. Grieta reflexiva. (G, Reccius)

Recapamiento de una geomalla de alto módulo de elasticidad:

1. Capada de CBUQ sobre la geomalla.

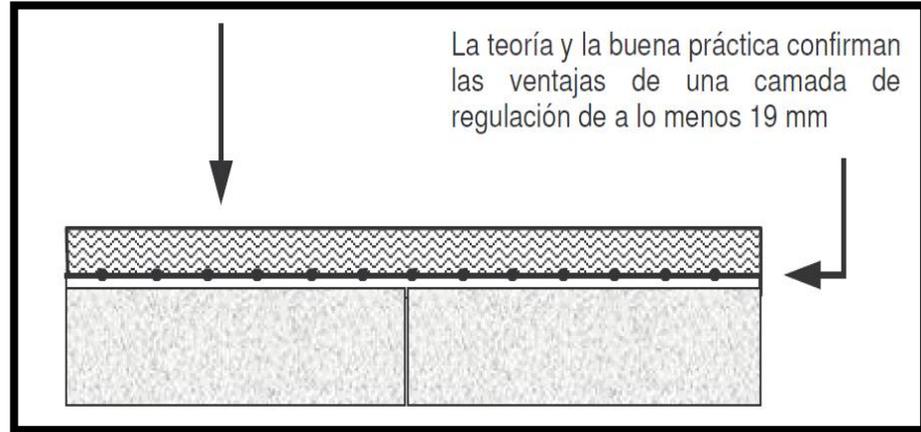


Figura 3.24. Capada de regulación de 19 mm. (G, Reccius)

2. Una geogrilla de refuerzo firmemente adherida a una capa de asfalto, absorbe la dilatación de la fisura "e". La fisura es desviada 90° y la dilatación "e" es absorbida elásticamente por la geogrilla en el espacio "s".

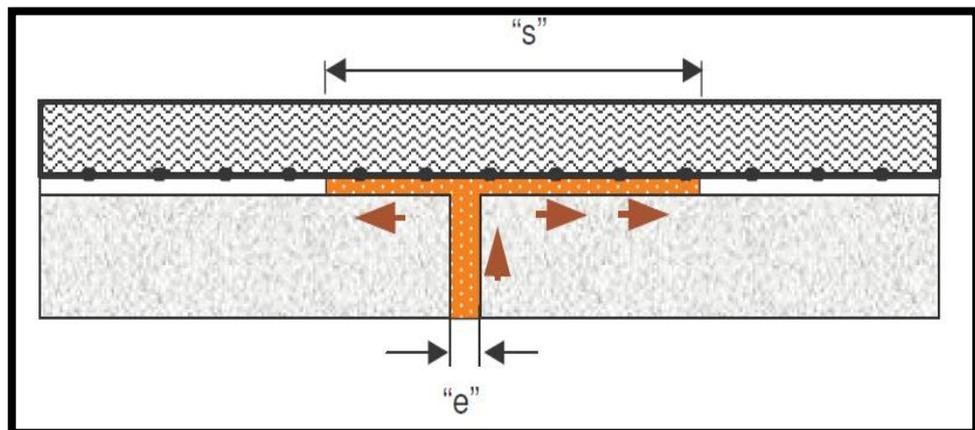


Figura 3.25. Grieta desviada 90°. (G, Reccius)

La descripción expuesta es una forma simplificada de ilustrar el proceso. El mecanismo es mucho más complejo; depende de una serie de factores, tales como: las variaciones de temperatura del ambiente, las características del bitumen, los espesores de las capas,

la composición y granulometría de los agregados, el módulo de elasticidad del refuerzo y los cuidados de la exudación.

3.4 Procedimiento de instalación

3.4.1 Preparación del pavimento

Los elementos clave que se deben tener en cuenta cuando se prepara un pavimento para la colocación de la geomalla de fibra de vidrio son:

- El pavimento existente debe estar limpio y seco, con una superficie uniforme (figura 3.27).
- Todas las grietas de más de 0,25" (6 mm) de ancho se deben sellar utilizando un sellante aprobado o la mezcla adecuada para la capa de nivelación.
- Se debe colocar una capa de asfalto para la nivelación del concreto de un mínimo de 0,75" (19 mm) de espesor (figura 3.26)
- Antes de tender la malla, la temperatura de la superficie debe estar entre 40 °F (5 °C) y 140 °F (60 °C).
- Antes de colocar los productos GlasGrid, la capa de nivelación debe proporcionar suficiente adhesión a la malla. A continuación, se describe un procedimiento de prueba para determinar si existe suficiente adhesión.
- El espesor mínimo del revestimiento de la capa de rodadura debe ser de 1,5".

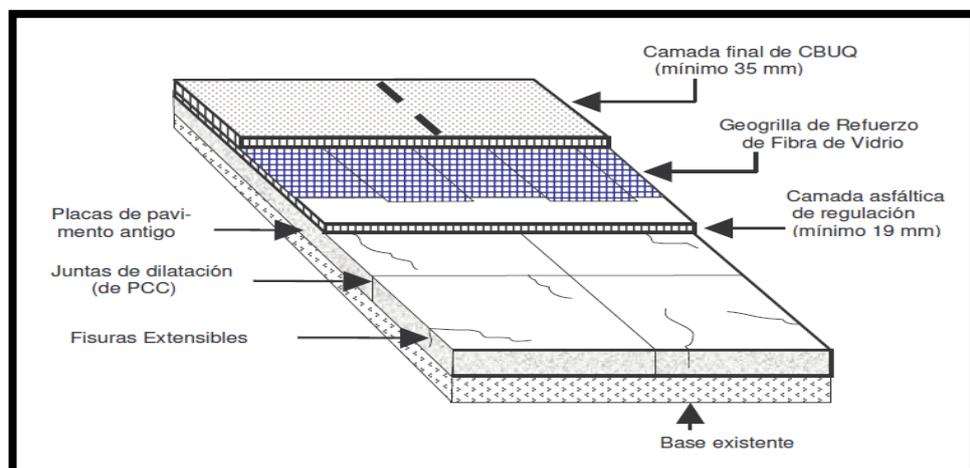


Figura 3.26. Esquema tipo de instalación. (G, Reccius)



Figura 3.27. Limpieza de la superficie. (T.I.C., 2008)

3.4.2 Prueba de adhesión

El siguiente procedimiento se puede utilizar para determinar si existe suficiente adhesión entre el GlasGrid y el asfalto subyacente:

- Corte una muestra en forma cuadrada del material GlasGrid de un tamaño aproximado de una yarda cuadrada.
- Coloque la muestra sobre la superficie de la carretera que se va a pavimentar.
- Aplique la presión vertical adecuada para activar totalmente el adhesivo sensible a la presión; p. ej., por medio de un rodillo recubierto de caucho o por otros medios.
- Introduzca el gancho de una balanza de resorte debajo del centro de la muestra de GlasGrid (figura 3.28).
- Hale la balanza de resorte hacia arriba hasta que la muestra empiece a soltarse y registre la lectura observada.
- En caso de que se requiera una fuerza de 20 lbs (9 kg) o más para soltar la muestra de la superficie de la carretera, se habrá creado suficiente adhesión y se podrá iniciar la operación de pavimentación.

- En caso de que la muestra no tenga suficiente adherencia, identifique si existen problemas de limpieza o humedad y solúcelos antes de instalar el resto del material GlasGrid.

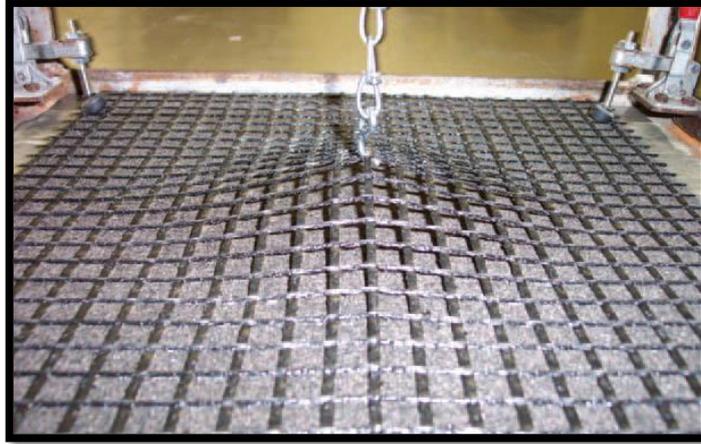


Figura 3.28. Prueba de adhesión de GlasGrid al asfalto subyacente. (T.I.C., 2008)

3.4.3 Riego de liga

Un riego de liga es un recubrimiento delgado de asfalto líquido aplicado a la superficie de un pavimento existente o encima del material GlasGrid instalado. Se utiliza para pegar una nueva capa de asfalto a la superficie del pavimento existente.

Cuando se introdujo inicialmente el sistema GlasGrid, los riegos de liga no se usaban generalmente en las nuevas sobrecarpetas de nivelación. Sin embargo, más recientemente, la industria del pavimento ha estado implementando cambios en las mezclas de asfalto para hacerlas más delgadas, más rígidas y más resistentes al rodaje. Por consiguiente, estos cambios y la necesidad de maximizar la adhesión entre capas han producido que más autoridades ordenen el uso de un riego de liga entre todas las capas de asfalto.

El sistema GlasGrid no requiere un riego de liga para su instalación. Sin embargo, cuando se ha especificado un riego de liga por otras razones, se debe usar de acuerdo con las siguientes pautas:

- Tipo 1: adhesivo aniónico sin rastro NTSS-1HM.

El adhesivo “sin rastro” (trackless) no es pegajoso cuando ha endurecido, por lo tanto, reduce la posibilidad de desprenderse y acumularse en el equipo de pavimentación.

- Tipo 2: adhesivo catiónico, de fijación rápida, CRS-2P.

En general, las emulsiones catiónicas pueden romperse y fijarse más rápidamente que las emulsiones aniónicas debido a la reacción electroquímica entre el agregado y el ligante.

- Tipo 3: asfalto caliente AC – AC20-5TR-PG64-XX.

En general, los ligantes de asfalto caliente AC trabajan bien en climas más fríos, cuando las temperaturas de la superficie están a 80 °F (26 °C) o menos. Cuando las temperaturas de la superficie son mayores de 80 °F (26 °C), el fabricante recomienda que se aplique una emulsión en lugar del asfalto caliente AC.

Las emulsiones utilizadas con el sistema GlasGrid se deben “romper” y, luego, curar antes de que se coloque cualquier asfalto adicional. El rompimiento se define como el punto en el cual el fluido de color castaño se vuelve de color negro. El endurecimiento ocurre cuando el cemento residual del asfalto no contiene disolventes (agua o cualquier sustancia volátil). Para obtener información adicional, se debe consultar la Guía de instalación del sistema GlasGrid.

No se recomienda la utilización de tipos de riegos de liga diferentes a las especificadas anteriormente. Se necesitará un cambio en la regla de aplicación, un tiempo de rompimiento y la supervisión en el sitio del ingeniero que lo especifica.

3.4.4 Colocación del material

Hay dos formas principales por medio de las cuales se puede colocar el sistema GlasGrid en una superficie de asfalto. La primera, que es el enfoque más común, involucra la colocación mecánica, típicamente con un tractor que se ha modificado de tal forma que el material GlasGrid se puede montar desde el frente (figura 3.29). El tractor se usa típicamente para instalaciones de ancho total, pero también se puede usar para reparaciones de detalles que son suficientemente grandes.

Un método de instalación alternativo involucra la colocación manual de la malla (figura 3.30). Aunque el producto se coloca físicamente a mano, se recomienda encarecidamente

montar el rollo de GlasGrid en la parte trasera de un camión u otro vehículo para ayudar a mantener la tensión durante la colocación. La colocación manual se utiliza más comúnmente para áreas localizadas de la carretera.

Bien sea que el sistema GlasGrid se coloque de forma manual o mecánica, hay varios requisitos generales que se deben tener en cuenta:

- La malla se debe instalar bajo suficiente tensión para reducir o eliminar cualquier ondulación. Si se presentan ondulaciones, se deben retirar antes de pavimentar, tensando la malla. En algunos casos (p. ej., en curvas cerradas), puede ser necesario cortar la malla en las secciones cortas (figura 3.31)
- Las juntas transversales se deben traslapar en la dirección de la máquina de pavimentación de tres a seis pulgadas (75 a 150 mm); las juntas longitudinales se deben traslapar de una a dos pulgadas (25 a 50 mm). El traslape de dos longitudes de GlasGrid se muestra como fotografía en la figura 3.32 y como diagrama en la figura 3.33.
- Para pegar el adhesivo activado por presión, la superficie de la malla se debe asentar con un rodillo cubierto de caucho o con un rodillo neumático. Las llantas del vehículo se deben mantener limpias para evitar recoger el material GlasGrid durante la instalación.
- El tráfico de la construcción o de emergencia puede pasar sobre el material GlasGrid una vez que ha sido colocado y rodillado, pero se debe evitar girar y/o frenar en todo momento. Toda sección dañada ocasionada por el tráfico de la construcción se debe retirar y parchar antes de pavimentar. También es importante mantener el sistema GlasGrid libre de lodo, polvo y otros desechos producidos durante la construcción.



Figura 3.29. Colocación mecánica del sistema GlasGrid. (T.I.C., 2008)

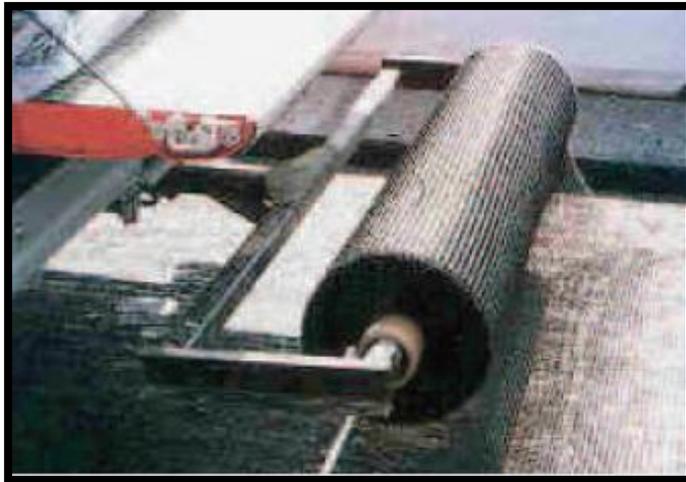


Figura 3.30. Colocación manual del sistema GlasGrid. (T.I.C., 2008)

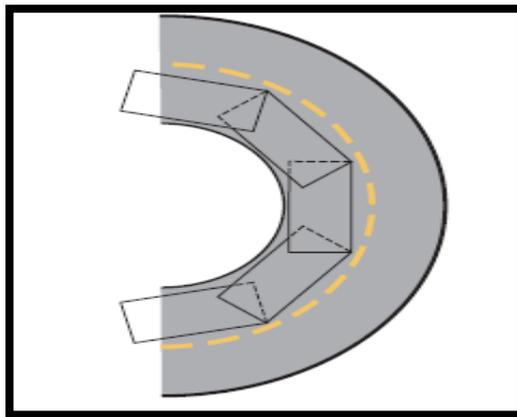


Figura 3.31. Corte y traslape de GlasGrid alrededor de una curva. (T.I.C., 2008)



Figura 3.32. Traslape del sistema GlasGrid a través de la junta transversal o longitudinal. (T.I.C., 2008)

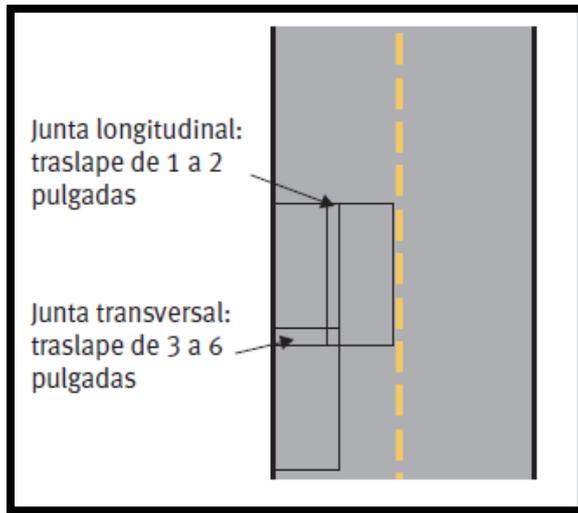


Figura 3.33. Traslape del material GlasGrid a través de la junta transversal o longitudinal. (T.I.C., 2008)

3.4.5 Almacenamiento del material

El sistema GlasGrid se debe almacenar en un ambiente seco y no se debe exponer al calor excesivo, la humedad y la luz ultravioleta. Se debe mantener cubierto y libre de polvo y suciedad.

Las figuras siguientes muestran fotos del almacenamiento del material.



Figura 3.34. Material cubierto de la intemperie.



Figura 3.35. Almacenamiento del material en condiciones climáticas óptimas.

3.5 Consideraciones económicas

Si bien, el objetivo de esta Tesis se enmarca en mostrar los beneficios técnicos de la geogrilla de fibra de vidrio, resulta interesante observar algunas comparaciones económicas hechas en los E.E.U.U, evidentemente con sus precios y unidades. Con todo, sirve para entender cómo es beneficioso el material en el aspecto económico.

Para determinar los beneficios económicos potenciales a largo plazo del costo del sistema GlasGrid, es necesario pronosticar primero el desempeño de una sobrecarpeta particular.

En la figura 3.36, el deterioro continuo de una superficie de pavimento se indica por medio de la reducción correspondiente del Índice de condición del pavimento (Pavement Condition Index, PCI). En este ejemplo, se ha diseñado una sobrecarpeta de cuatro pulgadas de espesor de una carretera de alto volumen para que dure 10 años. Si no hubiera reflexión de grietas en la superficie del pavimento inferior, el deterioro del nuevo pavimento probablemente continuaría a lo largo de la línea sólida que se muestra.

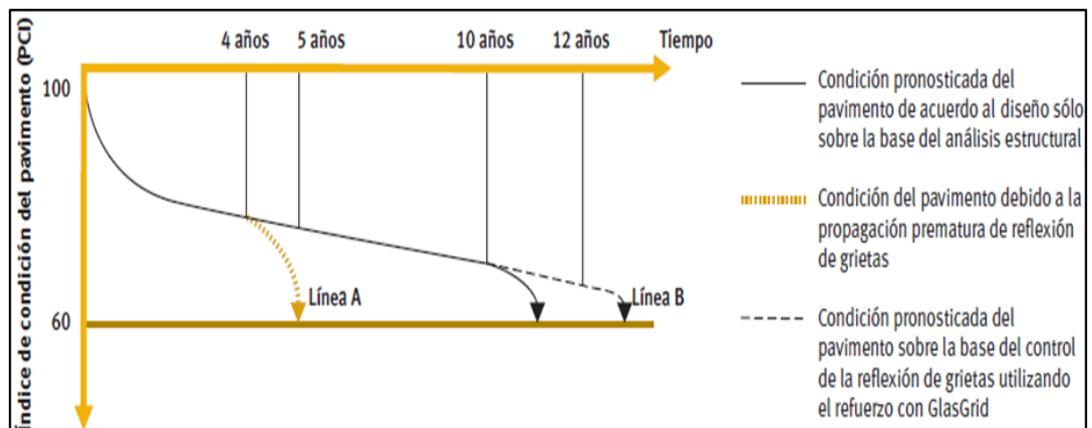


Figura 3. 36 Gráfico hipotético del deterioro del pavimento a través del tiempo (T.I.C., 2008).

Desafortunadamente, la superficie del pavimento existente presenta reflexión de grietas. Por lo tanto, aunque una sobrecarpeta de asfalto de 4 pulgadas de espesor es suficiente para durar 10 años desde una perspectiva estructural general, casi todas las grietas existentes se habrán propagado a través del nuevo asfalto después de aproximadamente cuatro años; esto se basa en la regla general de que la reflexión de grietas se propaga a través de una capa de asfalto a una velocidad de una pulgada por año.

A medida que la reflexión de grietas significativa empieza a aparecer en la superficie, se incrementa la velocidad con la cual el agua se filtra en el pavimento. Se pronostica que la superficie del pavimento se deteriorará como lo indica la línea A en la figura 3.36. En este ejemplo, el pavimento requerirá una mayor rehabilitación después de sólo cinco años, contrariamente a los 10 años programados. En este punto, el propietario se enfrenta a una situación difícil y le quedan tres opciones principales:

- Opción 1: llevar a cabo una rehabilitación completa del pavimento, agregando una capa de asfalto adicional de cuatro pulgadas.
- Opción 2: no hacer nada y soportar una mala calidad de la carretera durante el tiempo restante de los diez años de la vida útil de diseño. En ese punto, la carretera existente probablemente necesitará dos pulgadas adicionales de asfalto por encima del espesor de la sobrecarpeta normal del pavimento. Esto es necesario para superar el deterioro estructural resultante de su uso mientras se encuentra en malas condiciones.
- Opción 3: cerrar la carretera para una operación importante de sellado de grietas después de cinco años. Ya que esto es más bien un “arreglo parcial” del problema, es probable que se requiera un espesor adicional de una pulgada de asfalto por encima del espesor de la sobrecarpeta normal del pavimento al final de su vida útil de diseño.

En la tabla 3.4 se muestran en detalle los costos típicos asociados a cada una de estas opciones.

- Opción 4: excluyendo el costo inicial de la sobrecarpeta de asfalto de cuatro pulgadas de espesor, se pueden evitar los costos adicionales asociados a las primeras tres

opciones. La línea B en la Figura 13 muestra que la reflexión de grietas de la sobrecarpeta se detiene hasta el año 12 si se usa GlasGrid inicialmente. En este ejemplo, se pronostica que el sistema GlasGrid extenderá la resistencia a la grieta de la sobrecarpeta en un factor de tres y, de esta manera, permitirá que la carretera alcance el final de su vida útil estructural de diseño. Esto se describe a continuación en la tabla 3.4.

Lo más importante: en este ejemplo hay una reducción significativa del costo (20 a 40%) por usar el sistema GlasGrid en sobrecarpetas construidas sobre pavimentos agrietados. Estos beneficios variarán dependiendo de las condiciones de diseño locales y de los costos de los materiales.

Costo	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4
Sobrecarpeta original de 4"	\$10/yarda cuadrada	\$10/yarda cuadrada	\$10/yarda cuadrada	\$10/yarda cuadrada
Sobrecarpeta nueva de 4" después de 5 años	\$10/yarda cuadrada			
Inflación por la nueva sobrecarpeta	\$4/yarda cuadrada			
Acomodamiento del tráfico (sobre la base de 25000 AADT)	\$3/yarda cuadrada		\$3/yarda cuadrada	
Operación de sellado de grietas Espesor adicional de AC en 10 años		\$5/ yarda cuadrada (2" adicionales)	\$3/yarda cuadrada \$2.5/ yarda cuadrada (1" adicional)	
Inflación por espesor adicional de AC en 10 años		\$4/ yarda cuadrada	\$2/ yarda cuadrada	
Inflación por espesor adicional de AC Costo de GlasGrid				\$5/ yarda cuadrada
Costo total	\$27/yarda cuadrada	\$19/yarda cuadrada	\$20.5/yarda cuadrada	\$15/yarda cuadrada

Tabla 3.4 Costo aproximado de las diferentes opciones de rehabilitación y de un pavimento reforzado (T.I.C., 2008).

CAPÍTULO IV : ENSAYOS DE LABORATORIO Y CONTROLES

4.1 Generalidades

Una de las técnicas más usadas en la rehabilitación de pavimentos es el recapado asfáltico, sin embargo, éste presenta dificultades, ya que no es capaz de evitar o retardar la reflexión de grietas en los pavimentos producto de fisuras y discontinuidades en los pavimentos antiguos o base.

Una las técnicas más exitosas para alargar la vida útil de las carreteras a través de un retardo de la aparición de fisuras en la superficie de rodadura, es introducir una intercapa como membrana absorbente de los esfuerzos mecánicos combinados que se concentran en las fisuras y grietas, esta técnica es conocida como sistema SAMI (stress absorber membrane interlayer).

4.2 Objetivo del estudio

Analizar los beneficios de la geogrilla de fibra de vidrio para retardar la aparición de fisuras en los pavimentos; para ello se analizará su desempeño ante sollicitaciones cíclicas de dos vigas de pavimentos sin refuerzo, otro con un refuerzo de mortero asfáltico y, por último, el que tiene el material GlasGrid.

Se da una breve descripción de diversas soluciones para impedir, en la medida de lo posible, la reflexión de fisuras; sin embargo, sólo se tomaron dos alternativas para los ensayos.

4.3 Diversos sistemas de mantención que retardan la reflexión de fisuras

Generalmente para recuperar un pavimento fisurado, éste se cubre con una capa de mezcla asfáltica, previa reparación de las grietas existentes. Esto no genera una solución duradera ya que los esfuerzos de corte continúan actuando en los bordes de la grieta, propagándose

a la superficie rápidamente. Luego, para evitar o atenuar este efecto, tenemos las siguientes alternativas de solución.

a) Actuar sobre la mezcla asfáltica y sus características

Una primera solución sería el aumento del espesor de la capa para aumentar la longitud a recorrer para la fisura hacia la superficie. De estudios franceses se concluyó que con 8 cm la fisura reflejada aparece en cinco años y para evitar la aparición de fisuras en ocho años se requiere un espesor de 20 cm; entonces, esta solución requiere de espesores muy elevados, lo que lo hace muy poco atractivo desde el punto de vista económico, además que la solución se transforma en una reconstrucción.

Otra solución, de la que también se han obtenido buenos resultados, es la utilización de asfaltos modificados en las mezclas asfálticas del recarpeteo, permitiendo éste mejorar las propiedades elásticas de la mezcla retardando la reflexión de las fisuras.

b) Introducir entre las capas un material que atenué la propagación de las fisuras

Consiste en la introducción entre la capa fisurada y la nueva carpeta, de un obstáculo para lograr disminuir o evitar la propagación de las fisuras.

Mezcla arena asfalto: Consiste en interponer un mortero asfáltico con un espesor de alrededor de 2 cm, que disipa las tensiones que se concentran encima de las fisuras, absorbiendo los movimientos de los bordes de éstas.

Geotextil de poliéster, poliamida o polipropileno: Consiste en interponer un geotextil impregnado con asfalto sobre el pavimento fisurado, a objeto de inhibir o retardar la reflexión de las fisuras o grietas a la capa de asfalto de rodado.

Grillas de poliéster, polipropileno o fibra de vidrio: Consiste en interponer un material sintético que conforma un reticulado ortogonal y cuya principal función es actuar como una armadura que logra retardar la fisuración reflejada redireccionando los esfuerzos en el plano de la interface viscoelástica.

Malla de acero: Consiste en interponer una malla metálica entre el pavimento agrietado y la nueva capa asfáltica, funcionando de igual modo que las grillas, por tratarse de una

malla ortogonal que actúa como armadura, absorbiendo los esfuerzos originados en el borde de la fisura.

4.4 Metodología de los sistemas

a) Aplicación de arena – asfalto

La preparación de la superficie consiste en una limpieza exhaustiva a través del soplado y barrido de ésta luego, aplicamos una liga con emulsión diluida para, posteriormente aplicar la lechada; una vez que esta quebró, se procede a ligar nuevamente para aplicar enseguida el recapado en forma tradicional.

b) Aplicación del geotextil

Para cualquier tipo de restauración es necesario preparar la superficie del pavimento, eliminando el polvo y la humedad, además se requiere un buen sellado de las grietas existentes. Después de sellada las grietas, al pavimento se le aplica un riego de liga que permita adherir el geotextil al pavimento antiguo y dependiendo del geotextil, es necesario colocar en aquellas dosis y temperatura que el fabricante recomienda.

Finalizado el riego asfáltico, se procede a colocar la manta del geotextil, éste es fijado al riego mediante un rodillo neumático para asegurar la adherencia entre el geotextil y el pavimento antiguo, luego se aplica otro riego de liga y posteriormente se aplica y compacta la carpeta asfáltica en forma tradicional.

c) Aplicación de la geogrilla de fibra de vidrio

Al igual que en el caso anterior, se prepara la superficie, limpiándola y sellando las grietas existentes luego, se aplica sobre el pavimento antiguo un riego de liga, a continuación se pone sobre el riego de liga la geogrilla de fibra de vidrio, para continuar con la pavimentación. Cuando el rollo de la malla se ha acabado, es necesario dejar un traslape de 40 cm. El traslape necesario en sentido longitudinal es de 15 cm., a 20 cm. o según lo recomendado por el fabricante.

En campo se recomienda una camada de regulación de aproximadamente 19 mm, con el fin de nivelar el plano horizontal de llegada de las fisuras.

En general la colocación de la malla no representa ningún tipo de problemas, la única precaución que se debe tener es proporcionar un tensado para evitar que se produzcan ondulaciones de la malla. Luego se coloca la mezcla asfáltica en forma tradicional.

d) Aplicación de la malla metálica con lechada

De igual manera que los casos anteriores, la superficie es limpiada y las grietas existentes selladas. Se aplica sobre la superficie agrietada un riego de liga. La malla se desenrolla curvándola hacia abajo, para evitar ondulaciones. Posteriormente es aplanada utilizando un compactador neumático, teniendo precaución de no tensionarla para evitar un posible arqueado. En caso de ser necesario, la malla es fijada a la carretera empleando clavos o enganches. Los traslapes necesarios son en sentido longitudinal de 30 cm, y en sentido transversal de 40 cm. Luego se coloca una lechada asfáltica, cubriendo completamente la malla, con un espesor aproximado de 1 cm. Una vez producido el quiebre de la lechada, es posible permitir el paso de los vehículos sobre la malla, para no interrumpir el tránsito vehicular y continuar con la colocación de la malla en la pista contraria del camino. Luego se procede a la aplicación de la carpeta asfáltica, siendo colocada y compactada en forma tradicional.

e) Aplicación de malla metálica sin lechada

Solo difiere de la aplicación con lechada en la no-inclusión de la misma en la metodología.

4.5 Ensayo: Prueba de carga cíclica

Con el objeto de comparar el comportamiento de los sistemas que retardan el surgimiento de fisuras sobre la superficie de los pavimentos, cuando se ha aplicado un recapado asfáltico, mencionados en el subcapítulo anterior, se realizaron ensayos de carga cíclica a diferentes vigas de pavimento, tratando de simular el paso del tránsito. Estos ensayos se realizaron en el Laboratorio de Estructuras del CISMID, de la Universidad nacional de Ingeniería.

Los materiales que se utilizaron como vehículos para el retardo de la aparición de fisuras, fueron: mezcla de arena asfalto y geogrilla de fibra de vidrio. Como patrón de comparación también se elaboró probetas sin utilizar ningún sistema que retarde la reflexión de las fisuras, con sólo una capa de mezcla asfáltica sobre el pavimento antiguo.

La figura 4.1 muestra un esquema de la viga que se ensayó. Los moldes que se emplearon para la construcción de las vigas poseían las siguientes dimensiones: largo: 55 cm., ancho: 15 cm. y profundidad: 15 cm.

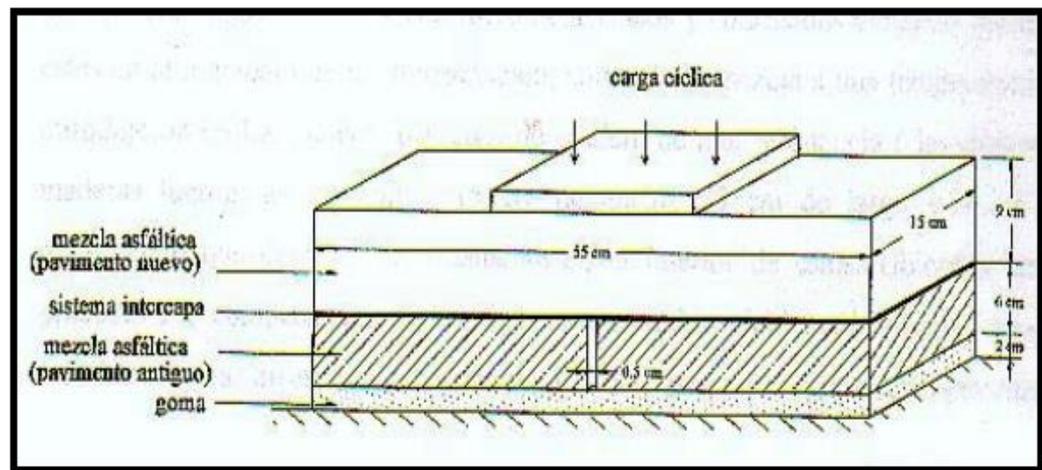


Figura 4.1. Viga sometida a carga cíclica. (M. Pardo y M. Canata)

4.5.1 Preparación de la probeta

Las vigas ensayadas en el Laboratorio de Estructuras del CISMID fueron construidas en varias etapas. Primero se fabricó el molde para la elaboración de las vigas, con medidas de: 20 cm. de alto, 35 cm. de ancho y 15 cm. de profundidad; la altura se dispuso con una longitud algo mayor a la viga para fines de maniobrabilidad en la compactación.

Para fabricar el molde se utilizaron planchas de 1/16", unidas por bisagras, de modo que el molde pueda abrirse en su totalidad, para así no dañar las vigas. Además se usaron cuadrados de 1/4", con el fin de impedir el pandeo y/o expansión de las planchas al momento de la compactación. Las figuras 4.2 y 4.3 muestran imágenes del molde.



Figura 4.2. Imagen del molde con los arriostres y bisagras.



Figura 4.3. Imagen del molde abierto en su totalidad.

La fabricación de la mezcla asfáltica se realizó por medios manuales. Se utilizaron piedras de 1/2" en ambos pavimentos, antiguo y nuevo, con requerimientos diferenciales debido a la simulación que realizarían en los ensayos. Los porcentajes utilizados de materiales en el pavimento nuevo fueron: 49% de piedra chancada (tabla 4.1), 45.2% de arena gruesa, asfalto (Pen 60/70) en porcentaje de 5.8%. En el pavimento antiguo los porcentajes fueron: 49.5% (tabla 4.2) de piedra chancada, 45.7% de arena gruesa, asfalto (Pen 60/70) en porcentaje de 4.8%. Los materiales se calentaron a temperaturas de 140°C, primero por separado, y luego mezclados. La temperatura se midió con un termómetro. La figura 4.4, 4.5, y 4.6 muestran los materiales.



Figura 4.4. Medida de la temperatura.

Tabla 4.1. Pavimento nuevo.

Materiales		Porcentajes
Piedra chancada de 1/2"	%	49
Arena Gruesa	%	45.2
Asfalto (Pen 60/70)	%	5.8

Tabla 4.2. Pavimento antiguo.

Materiales		Porcentajes
Piedra chancada de 1/2"	%	49.5
Arena Gruesa	%	45.7
Asfalto (Pen 60/70)	%	4.8



Figura 4.5. Muestra de la mezcla asfáltica.



Figura 4.6. Muestra de la mezcla asfáltica.

Luego de la preparación de la mezcla asfáltica, se procedió a introducirla en el molde (figuras 4.7 y 4.8), compactándose con un pisón de compactación Marshall (figura 4.9) en dos capas: la primera de 6 cm que constituiría el pavimento antiguo, y la capa superior de 9 cm que emularía el pavimento nuevo. La primera capa se compacto con 600 golpes, pues representaría el pavimento antiguo; la capa superior se compacto con 2000 golpes. Antes de introducir la capa superior se introdujo un trozo de madera en medio de la capa inferior, para así obtener la grieta del pavimento antiguo, cuya dimensión aproximada fue de 0.5mm

La construcción de las probetas, por lo tedioso del trabajo, requirió de tres operarios, uno de los cuales es un técnico laboratorista en asfaltos, el cual dirigió el equipo.

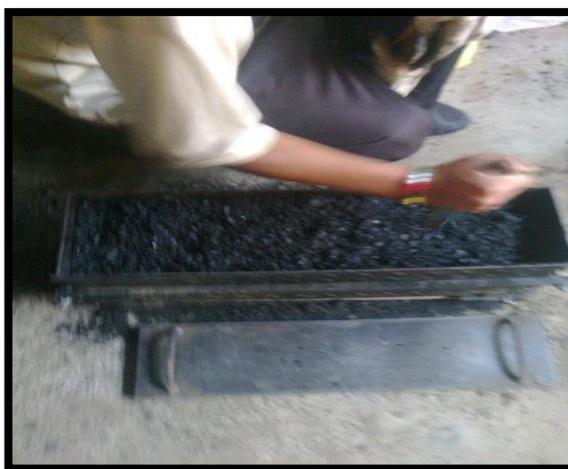


Figura 4.7. Mezcla en el molde.



Figura 4.8. Otra muestra de la mezcla en el molde.



Figura 4.9. Pisón Marshall.

4.5.2 Características de la máquina universal hidráulica

La máquina universal hidráulica (Universal Testing Machine), elaborada por la compañía japonesa Shimadzu, con sede en Kyoto, Japón, tiene varios tipos similares entre si. En este caso se utilizó la UH F500 KN IR, que pertenece a la serie *UH X/FX series*, todas con similares características, como ya se mencionó.

Las figura 4.10, 4.11 y 4.12 muestran una vista panorámica de la máquina

Las características principales de la máquina son:

- La máquina por sus características ofrece una mejora significativa en la facilidad del control de los ensayos.
- La máquina universal hidráulica utilizada en los ensayos realizados en la Universidad de Concepción, Chile (los cuales sirvieron como referencia para los ensayos de este tesista) es una máquina manual, a diferencia de ésta que es electrónica en su totalidad, lo que hace que el control sea más minucioso.
- Con una pantalla táctil LCD, se realiza el control de una manera más meticulosa.
- Contiene una variedad de programas de control automático incluido.
- Su diseño ecológico ahorra energía y petróleo.
- Reduce el consumo de energía en un 82 %.
- Indicador analógico grande, con un diámetro de 450 mm. La pantalla de control se encuentra dentro del mismo campo de visión para garantizar que pequeños cambios en la prueba no pasen por alto, por ejemplo, el punto de fluencia.
- Su función de muestreo de ultra alta velocidad permite que no haya variaciones bruscas en las fuerzas que se aplican
- Su software contiene una variedad de programas de control automático.

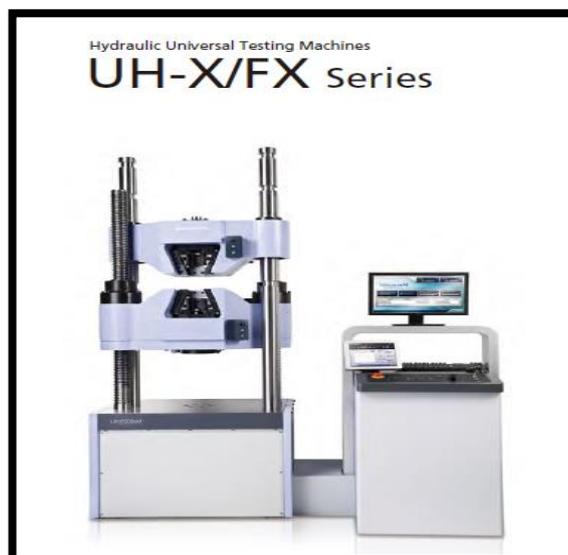


Figura 4.10. Vista panorámica de la máquina utilizada en el ensayo. (S. Corporation, 2011)



Figura 4.11. Vista de la pantalla de control de la máquina. (S. Corporation, 2011)

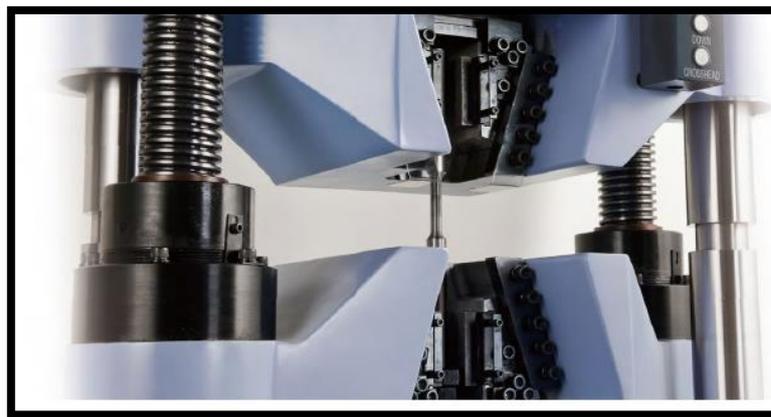


Figura 4.12. Vista de la parte de la máquina donde se realizan los ensayos a tracción. (S. Corporation, 2011)

Los parámetros de control en tiempo real, basados en la fuerza y los valores medidos durante el ensayo, eliminan la necesidad de pruebas preliminares y permiten una alta precisión en la medición del gráfico fuerza – deformación. La figura 4.13 muestra un gráfico fuerza-deformación.

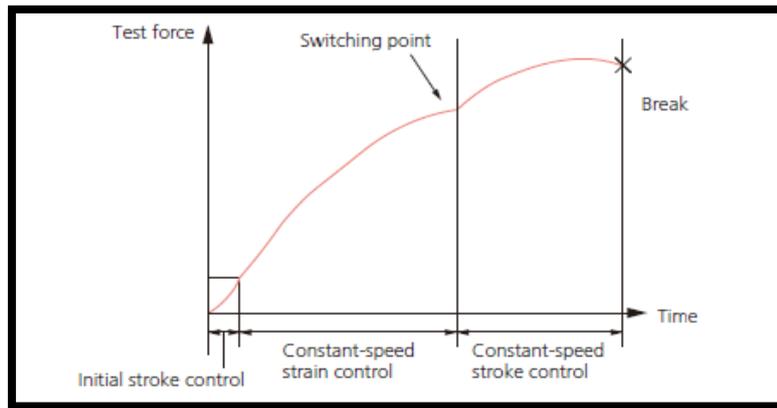


Figura 4.13. Gráfico fuerza-deformación. (S. Corporation, 2011)

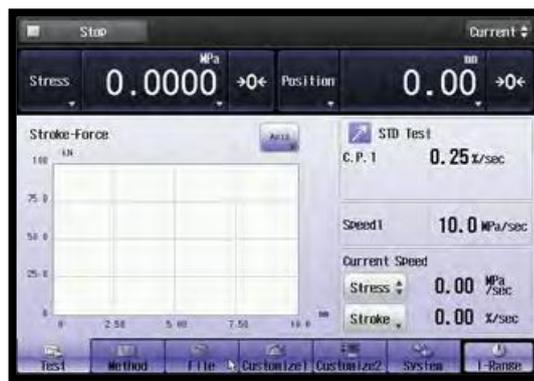


Figura 4.14. Pantalla de control (S. Corporation, 2011)

Con el software TRAPEZIUMX de procesamiento de datos, éstos pueden adquirirse a velocidades de muestreo ultra-altas del orden de 1 KHz, lo que permite capturar cualesquiera cambios repentinos en la fuerza de aplicación, como el punto de rotura de los materiales frágiles, con alta precisión. Los parámetros de muestreo se pueden cambiar durante las pruebas, de manera que las áreas críticas pueden ser analizadas con más detalle. La figura 4.15 nos muestra un gráfico al respecto.

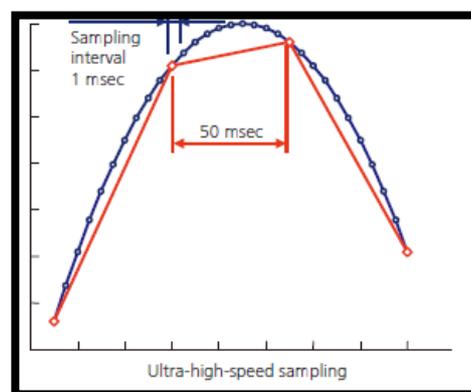


Figura 4.15. Parámetros de muestreo. (S. Corporation, 2011)

Los programas estándar de la máquina, incluyen pruebas a velocidad constante, así como pruebas en que el parámetro controlado se incrementa a velocidad constante y después mantiene un cierto valor. Los parámetros controlados incluyen fuerza, tensión, etc.

El tablero de control se muestra a continuación, con las diferentes partes que lo componen.

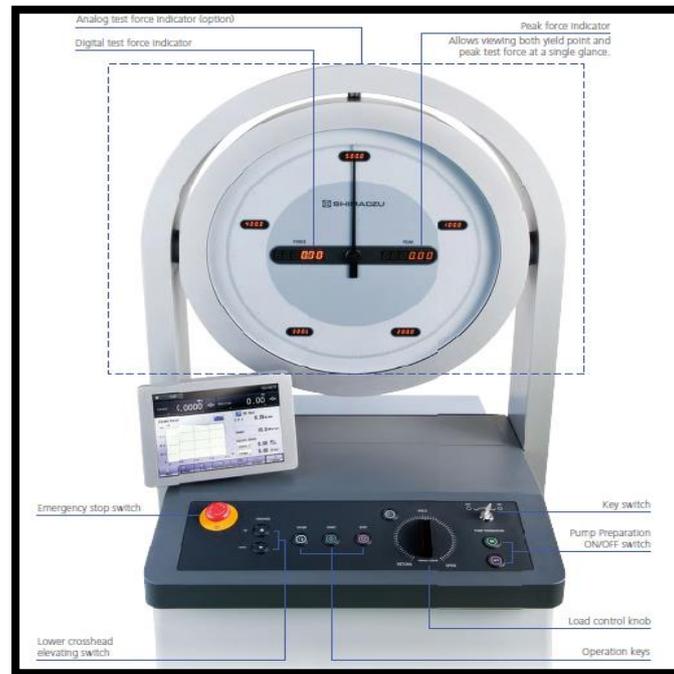


Figura 4.16. Tablero de control. (S. Corporation, 2011)

4.5.3 Procedimiento de ensayo

Una vez finalizada la construcción de las vigas, se procedió a ensayarlas en el Laboratorio de Estructuras del CISMID con una máquina a compresión (máquina universal hidráulica). El ensayo debía simular el paso de un vehículo, para conseguirlo se aplicó una carga cíclica (carga y descarga). La carga se ejecutó en el centro de la viga sobre una plancha de acero de 20 cm por 15 cm y 10 mm de espesor, la frecuencia fue variable, algunas veces por requerimientos necesarios de la máquina y/o ensayo; sin embargo el promedio fue de 0,2 Hz. (5 segundos), esto corresponde a un vehículo que lleva una velocidad aproximada de 20 Km/hr Vale hacer la aclaración que los ensayos con estas máquinas, si bien es cierto que por su automatización brindan una mayor exactitud y confiabilidad en sus resultados (a diferencia de la máquina del ensayo patrón que utilizó

este tesista, el cual era una máquina manual), también trabajan subordinadas al material al cual aplican su carga. La carga máxima aplicada fue de 14.42 KN, ejecutándose los ciclos de forma automatizada, a diferencia del ensayo patrón, donde los ciclos se aplicaron de forma manual.

Durante el ensayo la viga permaneció apoyada en una plancha de goma que simulaba las características semielásticas de la base, dejando que la viga se curvara bajo la carga y se recupera al descargarla.

Las grietas que se produjeron por efecto de la carga, se midieron durante todo el proceso, anotando su aparición en el ciclo de carga correspondiente, a la vez que se midieron sus longitudes. Para obtener una mejor visualización de la propagación de la grieta, debido a la irregularidad de los costados de la viga, estos fueron pintados con látex de color blanco.

El Laboratorio de Estructuras del CISMID decidió realizar su informe en base a la grieta más representativa de cada viga, aunque en la realidad hubo varias grietas en la vecindad próxima a la grieta generada.

Para simplicidad en la lectura de los ensayos, se entenderá como grieta generada, aquella que se fabricó para poder establecer la grieta inicial del pavimento antiguo. Las grietas que aparecen debido a la aplicación de los ciclo de carga se llaman grietas o fisuras, indistintamente.

Las vigas fueron señalizadas con una letra y un número según el sistema SAMI utilizado en su construcción, además se marcó su orientación lateral con las letras W (Oeste) y E (Este). A continuación los tipos de vigas:

Tabla 4.3. Clasificación de las vigas.

VIGA	TIPO DE SAMI
A-1 - A-2	SIN SISTEMA SAMI
B-1	MEZCLA ARENA ASFALTO
C-1	GEOMALLA DE FIBRA DE VIDRIO

4.5.3.1 Procedimiento de ensayo de la viga A-1

La primera viga que se ensayó fue la viga A-1, que no posee ningún tipo de refuerzo, la cual sirvió para tomarla como viga patrón (al igual que la viga A-2 que se verá más adelante); es decir, a partir de las vigas tipo A, es que se valora el beneficio de los siguientes sistemas.

La viga A-1 fue ensayada en tres etapas, con fechas 23, 24 y 25 de octubre del año 2012.

Esta primera viga no fue pintada con látex, ni fue señalizada.

El ensayo se realizó durante tres días, tal como se ve en la tabla 4.4. En total se realizaron 470 ciclos de carga y descarga.

El primer día se realizaron 70 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.20 Hz, hasta un máximo de 400 Kg. En el ciclo 35 empezaron a aparecer grietas aisladas.

El segundo día se realizaron 200 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.17 Hz, hasta un máximo de 400 kg. En el ciclo 135 las grietas que aparecieron en el primer día se propagaron más y luego de un determinado número de ciclos, llegaron a la superficie superior del espécimen.

El tercer día se realizaron 200 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.24 Hz, hasta un máximo de 600 kg. En el ciclo 28 aparece otra grieta que también se propaga hasta la superficie superior del espécimen.

A continuación un cuadro con los resultados del ensayo de la viga A-1.

Fecha	Espécimen	# ciclos	Carga máx. (kg)	Frecuencia (Hz)	Aparición de grietas		Observaciones
					Ciclo	Longitud (cm)	
23/10/2012	A-1	70	400	0.20	35		Grietas aisladas
24/10/2012	A-1	200	400	0.17	135 170	2 7	Grieta llega a la superficie
25/10/2012	A-1	200	600	0.24	28 190	3 5	Aparece nueva grieta y llega a la superficie

Tabla 4.4 Resultados de ensayo del espécimen A-1.

Las siguientes fotos muestran la viga A-1 en pleno ensayo.



Figura 4.17. Se aprecian las grietas en la parte lateral de la viga.

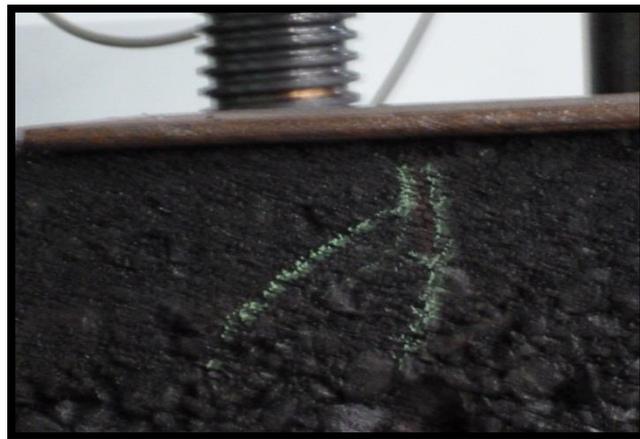


Figura 4.18. Acercamiento de la visualización de las grietas.



Figura 4.19. Se muestra la grieta principal en dirección vertical que nace de la grieta generada, además de otras.

4.5.3.2 Procedimiento de ensayo de la viga B-1

El ensayo se realizó durante cuatro días, tal como se ve en la tabla 4.4. En total se realizaron 670 ciclos de carga y descarga.

El primer día se realizaron 70 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.05 Hz, hasta un máximo de 400 Kg. No aparecieron grietas. Luego se realizaron 300 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.18 Hz, hasta un máximo de 700 Kg. Apareció una grieta de 1 cm. de longitud en el ciclo 300.

El segundo día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.17 Hz, hasta un máximo de 800 Kg. Solo aparecieron grietas aisladas de aproximadamente 1 cm. de longitud.

El tercer día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.10 Hz, hasta un máximo de 1400 Kg. En el ciclo 58 aparece una grieta de 2.5 cm que se inicia alrededor de la ranura.

El cuarto día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.10 Hz., hasta un máximo de 1400 Kg. La grieta que apareció en el tercer día creció hasta 7.5 cm. y llegó a la superficie superior del espécimen en el ciclo 34.

A continuación un cuadro con los parámetros del ensayo de la viga B-1.

Fecha	Espécimen	# ciclos	Carga máx. (kg)	Frecuencia (Hz)	Aparición de grietas		Observaciones
					Ciclo	Longitud (cm)	
29/10/2011	B-1	70	400	0.05			Grieta aislada
29/10/2011	B-1	300	700	0.18	50	1	
30/10/2011	B-1	100	800	0.17	300	1	Grieta aislada
05/11/2011	B-1	100	1400	0.10	58	2.5	Grieta alrededor de la ranura
06/11/2011	B-1	100	1400	0.10	10 34	6.5 7.5	La grieta se propaga hasta la superficie

Tabla 4.5. Resultados de ensayo del espécimen B-1.

Las siguientes fotos muestran la viga B-1 en pleno ensayo.



Figura 4.20. Viga B-1 siendo señalizada.



Figura 4.21. Vista frontal de la viga B-1. Se aprecia el mortero asfáltico.



Figura 4.22. Viga B-1 desgastada después de un determinado número de ciclos.

En esta viga, como en las siguientes, al estar presente el látex, las grietas fueron reconocidas de forma visual, sin marcarse con tiza.

4.5.3.3 Procedimiento de ensayo de la viga A-2

El ensayo se realizó durante dos días, tal como se ve en la tabla 4.6. En total se realizaron 200 ciclos de carga y descarga.

El primer día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.06 Hz, hasta un máximo de 400 Kg. En el ciclo 24 empezaron a aparecer grietas aisladas de 1 cm y 2.5 cm.

El segundo día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.17 Hz, hasta un máximo de 700 Kg. En el ciclo 13 aparece otra grieta que se propaga hasta la superficie superior del espécimen alcanzando una longitud de 12 cm.

A continuación un cuadro con los parámetros del ensayo de la viga A-2.

Fecha	Especimen	# ciclos	Carga máx. (kg)	Frecuencia (Hz)	Aparición de grietas		Observaciones
					Ciclo	Longitud (cm)	
07/11/2012	A-2	100	400	0.06	24	1	Aparecen grietas aisladas
					80	1	
					100	2.5	
09/11/2012	A-2	100	700	0.17	13	8	Grietas llegan a la superficie
					56	12	

Tabla 4.6. Resultados del ensayo del espécimen A-2.

Las siguientes fotos muestran la viga A-2 en pleno ensayo.

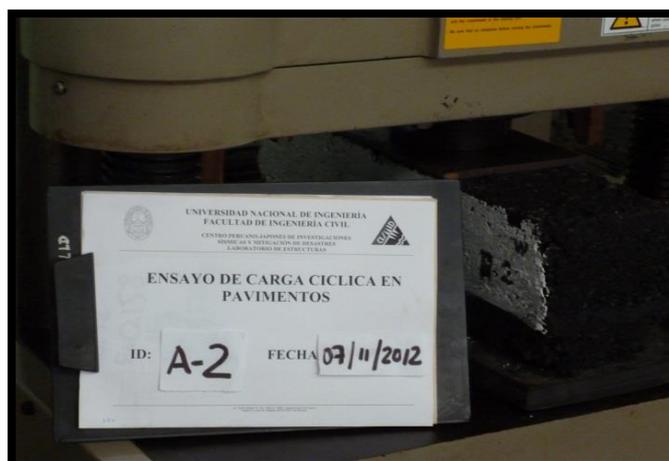


Figura 4.23. Señalización de la viga A-2



Figura 4.24. Vista frontal de la viga A-2.

4.5.3.4 Procedimiento de ensayo de la viga C-1

El ensayo se realizó durante tres días, tal como se ve en la tabla 4.7 En total se realizaron 300 ciclos de carga y descarga.

El primer día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.09 Hz, hasta un máximo de 1400 Kg. No aparecen grietas.

El segundo día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.10 Hz, hasta un máximo de 1400 Kg. Aparecen grietas aisladas de 1 cm y en el ciclo 90 aparece una grieta de 2.2 cm.

El tercer día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.17 Hz, hasta un máximo de 800 Kg. No aparecieron nuevas grietas.

A continuación un cuadro con los parámetros del ensayo de la viga C-1.

Fecha	Especimen	# ciclos	Carga máx. (kg)	Frecuencia (Hz)	Aparición de grietas		Observaciones
					Ciclo	Longitud (cm)	
12/11/2012	C-1	100	1400	0.09			No aparecen grietas
13/11/2012	C-1	100	1400	0.10	90	2.2	Aparecen grietas aisladas
20/11/2012	C-1	100	800	0.17			No aparecen nuevas grietas

Tabla 4.7. Resultados del ensayo del espécimen C-1.

Las siguientes fotos muestran la viga C-1 en pleno ensayo.



Figura 4.25. Se aprecia una línea horizontal encima de la grieta generada, es la geogrilla de fibra de vidrio.



Figura 4.26. Vista lateral de la viga C-1.

4.6 Resultados y análisis de los ensayos

Esta etapa está orientada a analizar y comparar los resultados obtenidos de los ensayos realizados.

Para efectos de este subcapítulo, se llamará viga A-1' a la viga ficticia que se obtiene como resultado de que la viga A-1 presenta dos grietas representativas que llegan a la superficie. Así, la viga A-1 representa la primera grieta que llega a la superficie, y la viga A-1' la segunda grieta que llega a la superficie. En los demás casos sólo se tiene una grieta representativa. Algunos gráficos serán afectados por esto.

4.6.1 Frecuencia

Debido a la coincidencia de las cargas con las etapas del ensayo, las series de los gráficos se identifican con ellas. Así, en la viga A-1 el ensayo se realizó en tres etapas, donde se aplicaron: 400 Kg, 400 Kg, 600 Kg, respectivamente. De este modo vemos que en la viga A-1, en su primera etapa con 400 Kg de carga, la frecuencia aplicada por la máquina fue de 0.2 Hz (frecuencia patrón) durante un intervalo de 70 ciclos; en su segunda etapa con otros 400 Kg de carga, la frecuencia aplicada fue de 0.17 Hz durante un intervalo de 200 ciclos; en su tercera y última etapa la frecuencia aplicada fue de 0.24 Hz durante los últimos 200 ciclos. Los demás gráficos deben leerse de igual forma. Los gráficos siguientes muestran las variaciones de las frecuencias en el tiempo.

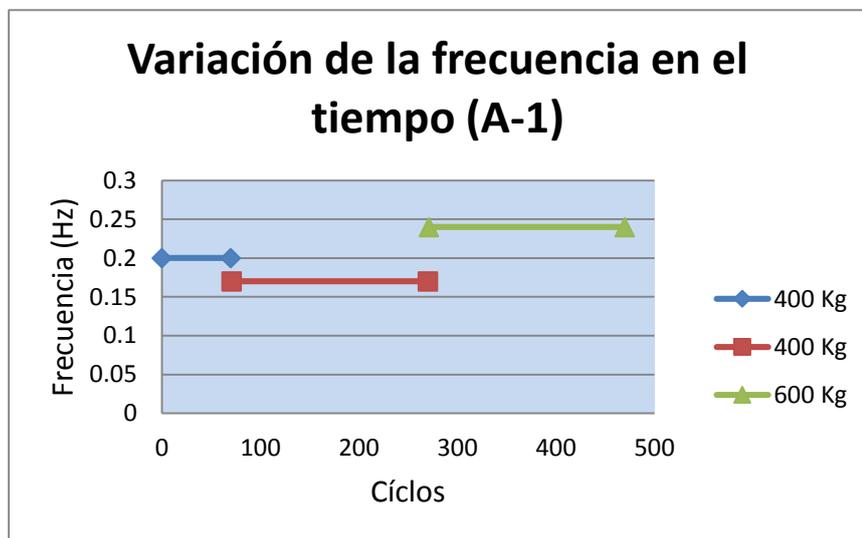


Figura 4.27. Frecuencia vs. n.º de ciclos (viga A-1).

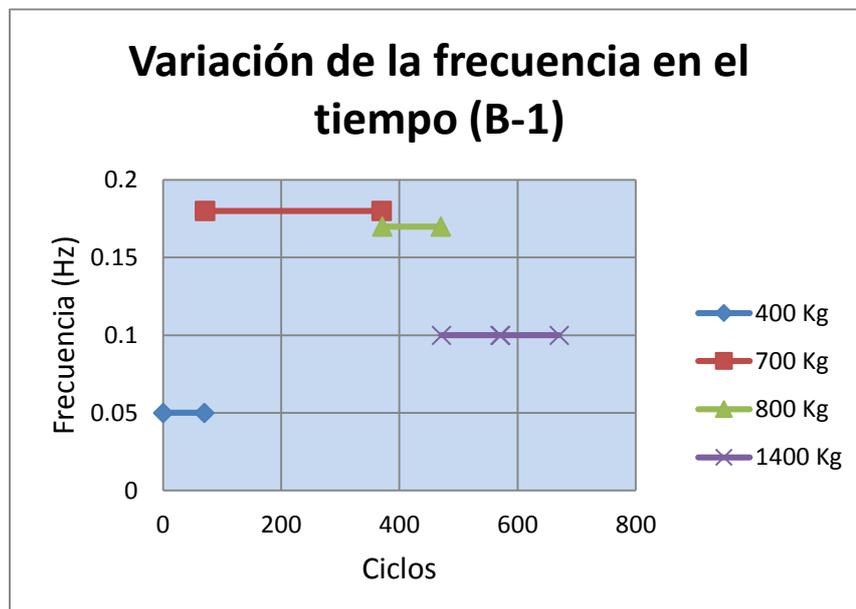


Figura 4.28. Frecuencia vs. n.º de ciclos (viga B-1).

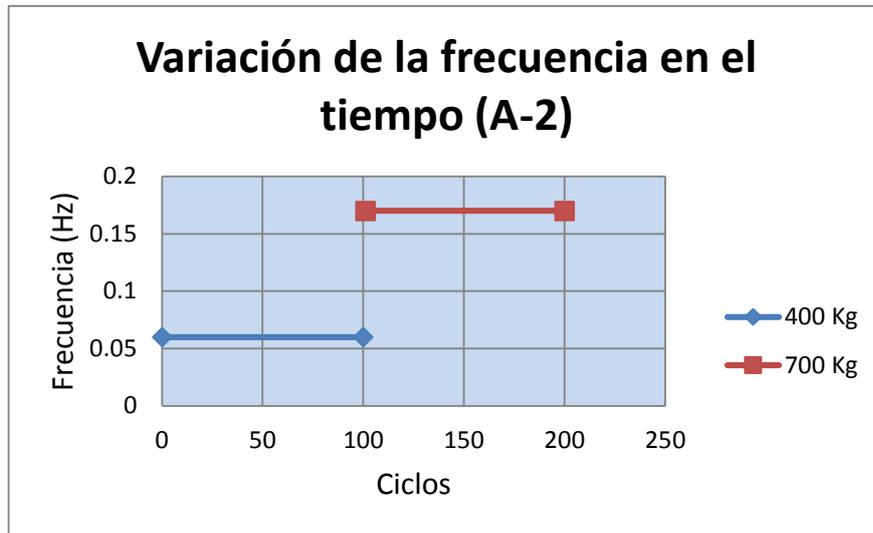


Figura 4.29. Frecuencia vs. n.º de ciclos (viga A-2).

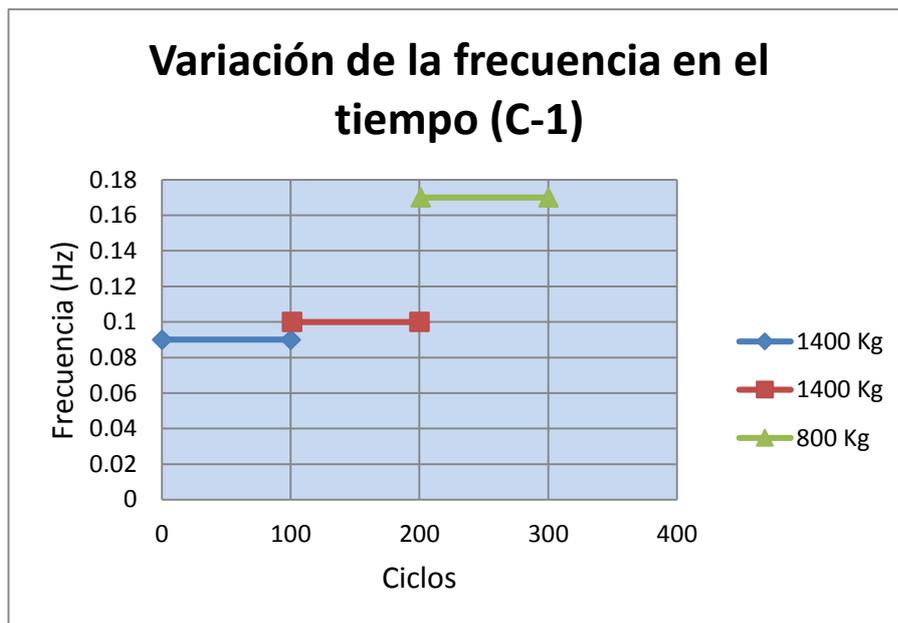


Figura 4.30. Frecuencia vs. n.º de ciclos (viga C-1).

Las frecuencias fluctúan debido a la respuesta de la máquina ante la rigidez del material. Los pavimentos flexibles como su nombre lo indica, no son materiales totalmente rígidos como, por ejemplo el concreto que, debido a su alta rigidez presentaría una respuesta constante ante las sollicitaciones, lo cual traería como resultado una frecuencia invariable.

En términos del periodo (inversa de la frecuencia), lo que ocurre es lo siguiente: la máquina carga a la viga partiendo del periodo que le da el operario. Como la máquina no encuentra una respuesta, se tarda unos segundos más en el periodo de carga hasta encontrar la rigidez necesaria, para luego iniciar el proceso de descarga. Esto aplica en los casos en que el periodo aumenta. Una de las causas de la disminución del periodo se explica por el hecho de que la máquina encuentra la respuesta antes de tiempo, debido a que bajo carga repetida, se produce una densificación de los materiales, tal como ocurre cuando la resistencia $f'c$ del concreto se incrementa en el sismo (Bazán y Meli, 1985). Sin embargo, por las características del material, pueden encontrarse muchas causas de los cambios de frecuencia.

En la siguiente sección se muestran gráficas que advierten los cambios de respuesta ante la aplicación de la carga, en términos del periodo.

Los siguientes gráficos muestran los cambios de la frecuencia en términos puntuales:

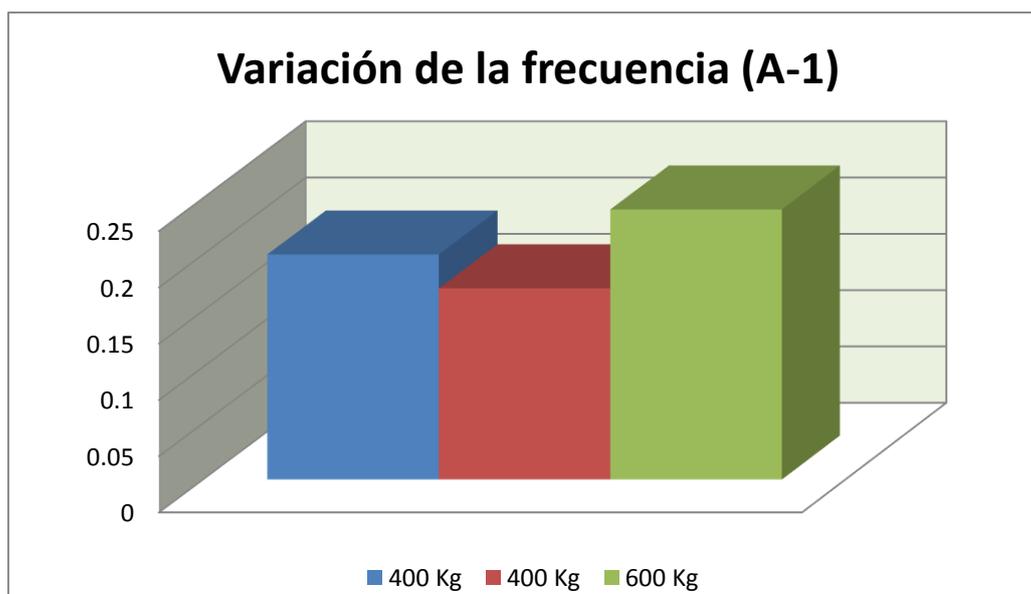


Figura 4.31. Cambios en la frecuencia (viga A-1).

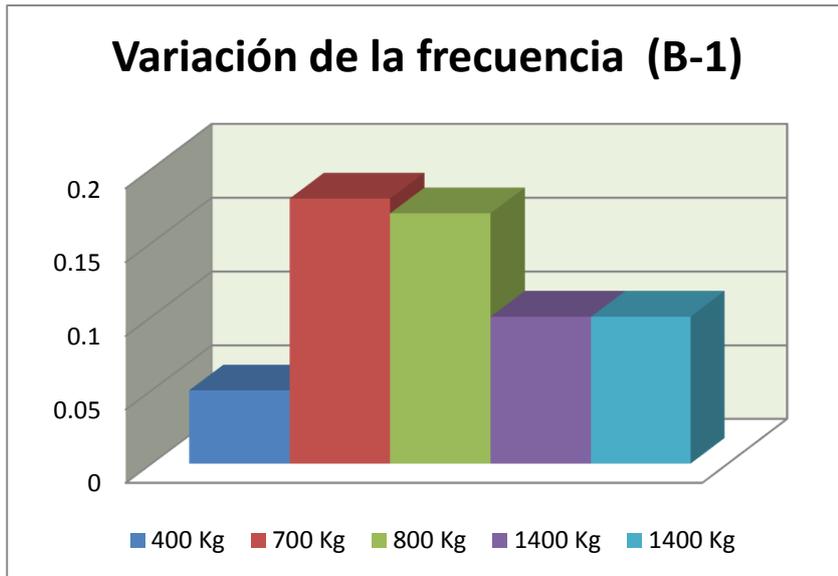


Figura 4.32. Cambios en la frecuencia (viga B-1).

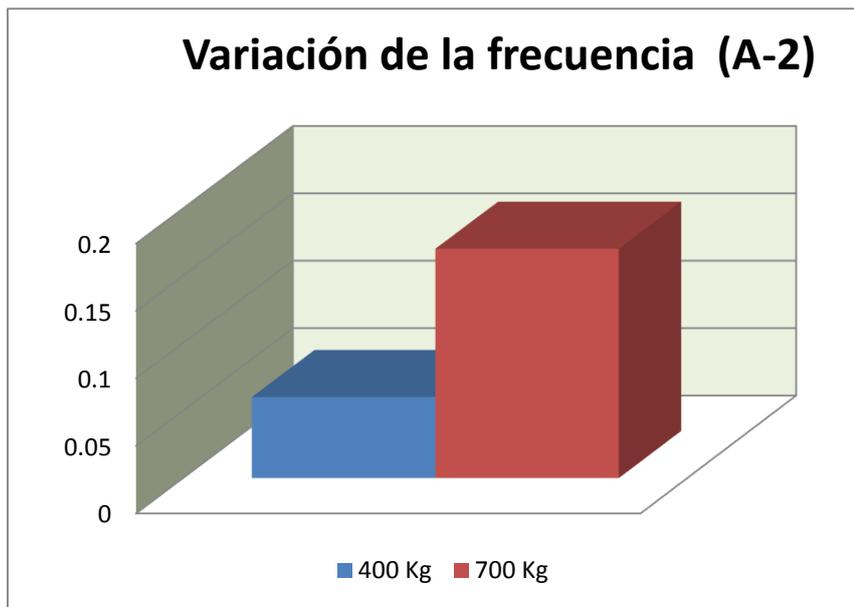


Figura 4.33. Cambios en la frecuencia (viga A-2).

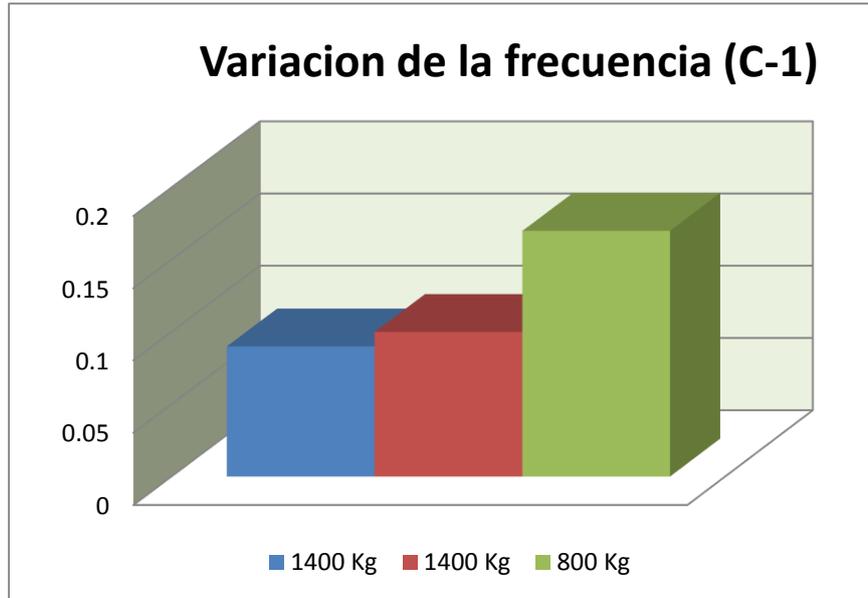


Figura 4.34. Cambios en la frecuencia (viga C-1).

4.6.2 Periodo

Al ser el periodo la inversa de la frecuencia, los gráficos que muestran sus variaciones son también inversas de los gráficos de frecuencia. Así, si un valor de frecuencia es máximo en su gráfico, cuando se visualice el periodo éste será mínimo.

Los periodos (o frecuencias) con que se aplican las cargas influyen en el tipo de ensayo que se quiere tener (por así decirlo). Si las cargas son muy altas y los periodos son cortos, las cargas cíclicas se convertirían en una suerte de cargas de impacto (cargas altas en tiempo cortos). Lo que se buscó fue mantener las cargas trabajando dentro de los límites de cargas cíclicas. Para esto último sólo se contó con los parámetros del ensayo patrón, en base al cual se realizó este ensayo; por ello la identificación de cargas de impacto y cargas repetidas se hicieron a criterio del tesista y del ingeniero responsable de los ensayos.

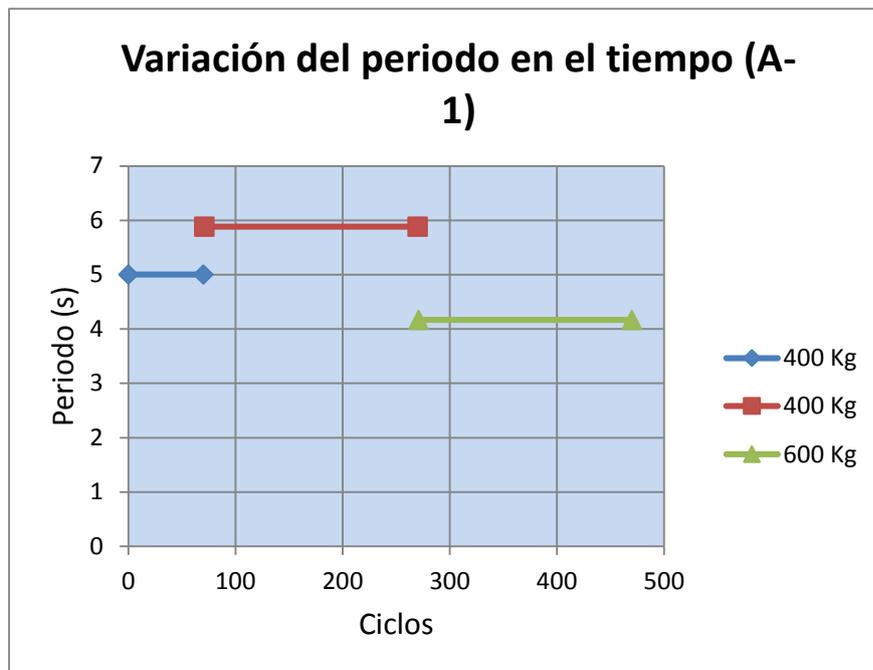


Figura 4.35. Periodo vs. n.º de ciclos (viga A-1).

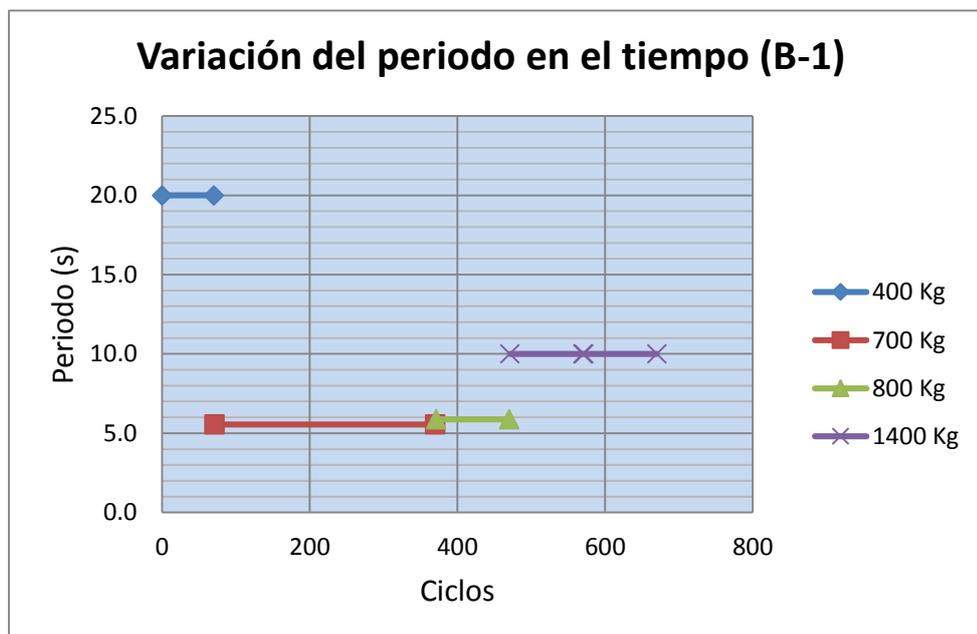


Figura 4.36. Periodo vs. n.º de ciclos (viga B-1).

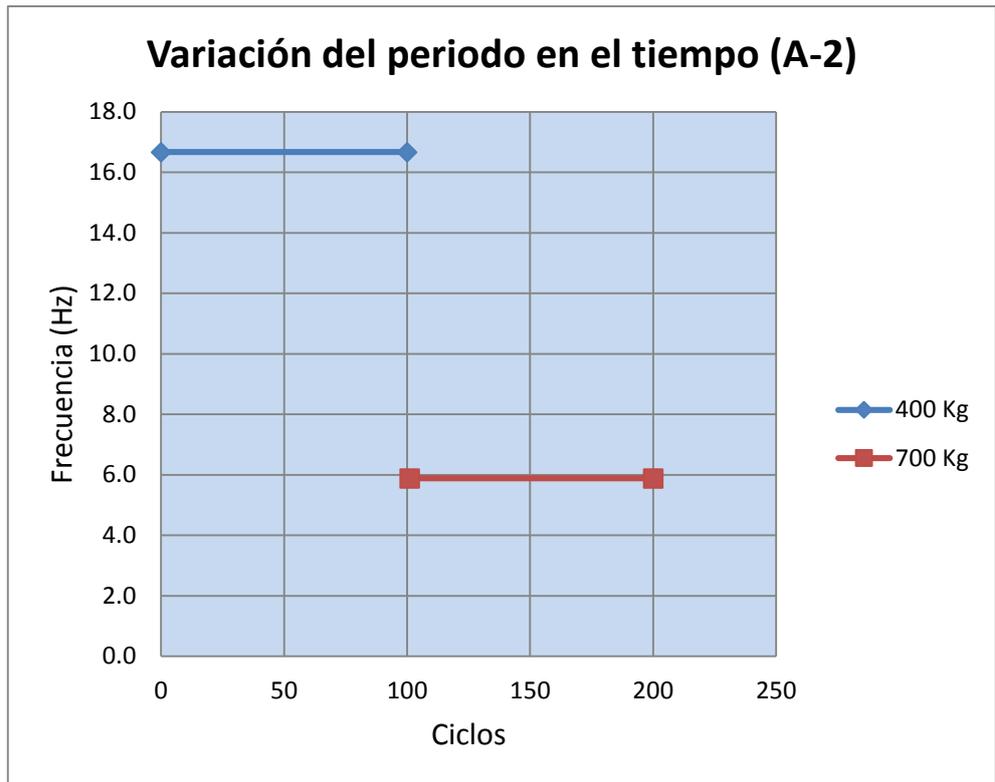


Figura 4.37. Periodo vs. n.º de ciclos (viga A-2).

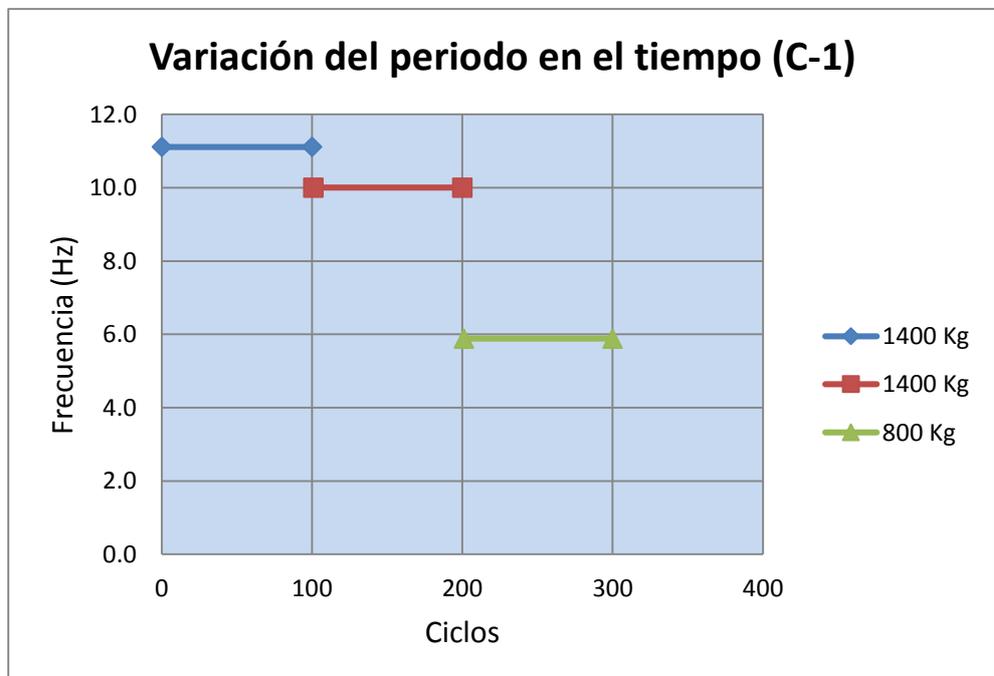


Figura 4.38. Periodo vs. n.º de ciclos (viga C-1).

Los gráficos siguientes muestran las variaciones puntuales de los periodos:

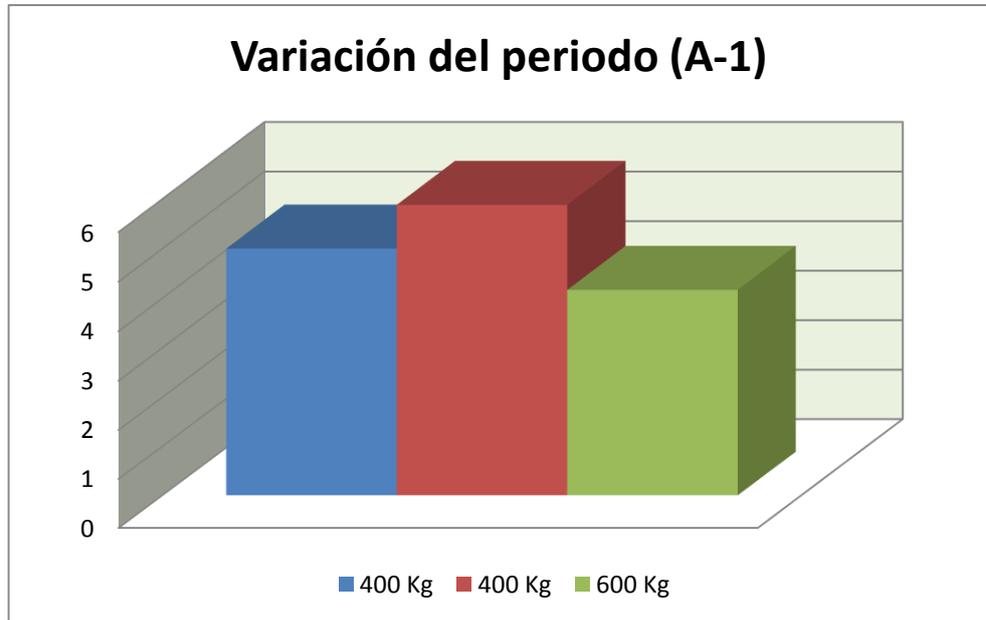


Figura 4.39. Cambios en el periodo (viga A-1).

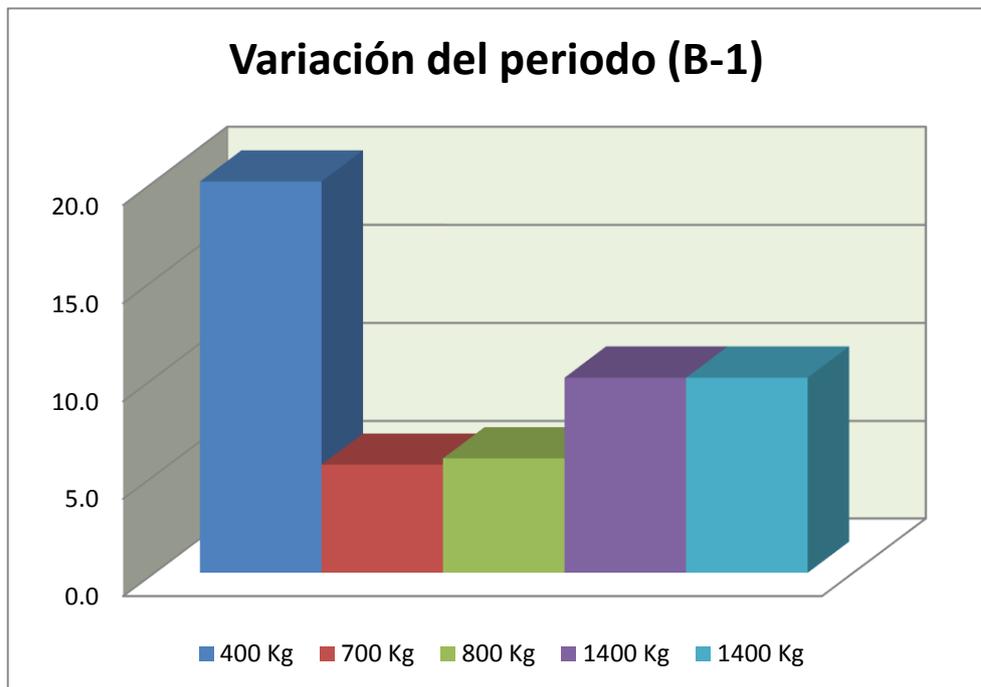


Figura 4.40. Cambios en el periodo (viga B-1).

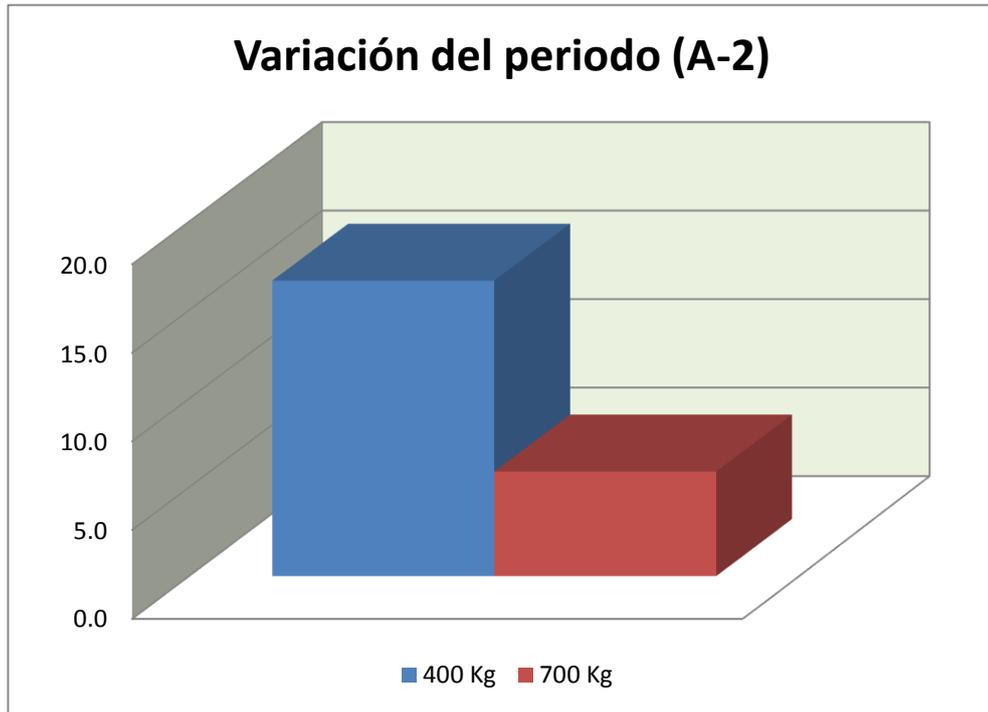


Figura 4.41. Cambios en el periodo (viga A-2).

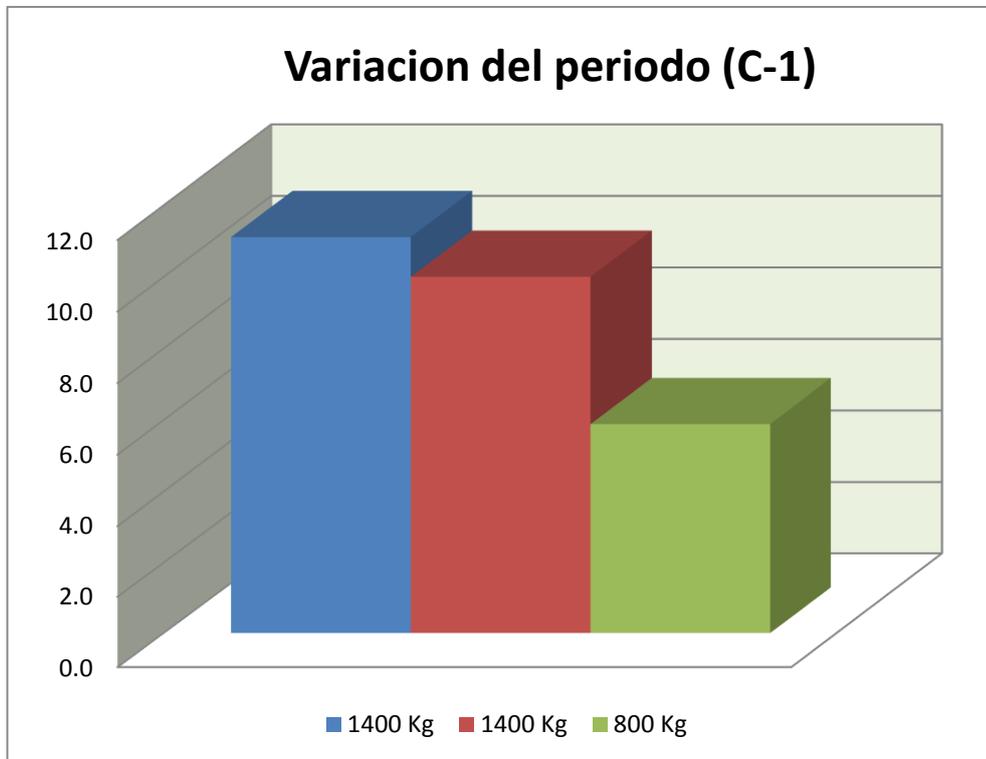


Figura 4.42. Cambios en el periodo (viga C-1).

4.6.3 Variación de la carga

La carga inicial con que se pensó realizar el ensayo fue de 800 Kg, que corresponde a la carga del ensayo patrón. Sin embargo, la respuesta de las vigas ante las solicitaciones causó que las cargas sufran variaciones según requieran.

El primer día, en el cual se ensayó la viga A-1, se decidió cargarla con la mitad de la carga patrón, es decir 400 Kg, para luego incrementar la carga y ver su respuesta. La viga desde el ciclo 35 comenzó a mostrar signos de falla con la aparición de grietas aisladas, y por esto es que se decidió mantener la misma carga en el siguiente ensayo. Así, a los 135 ciclos, con 400 Kg de carga, llegó a la superficie la primera grieta.

Se concluyó que la carga del ensayo patrón no sería la carga patrón para este ensayo. El ensayo patrón sólo muestra resultados, mas no especifica las características de los materiales utilizados.

Los siguientes gráficos muestran la variación de la carga en el tiempo.

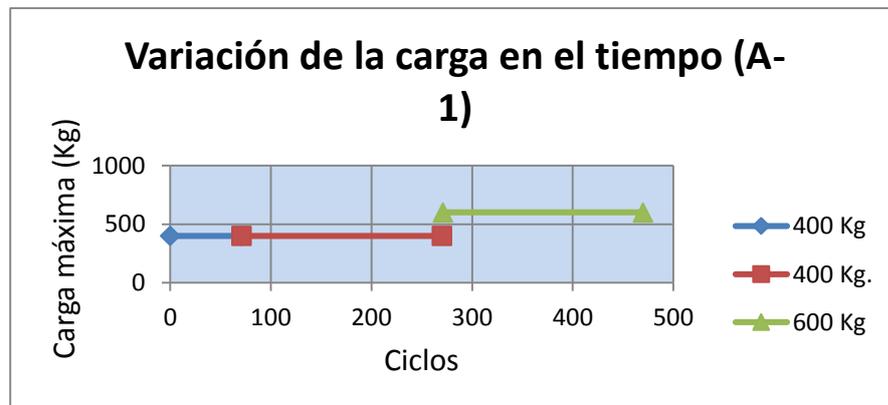


Figura 4.43. Carga vs. N° de ciclos (viga C-1).

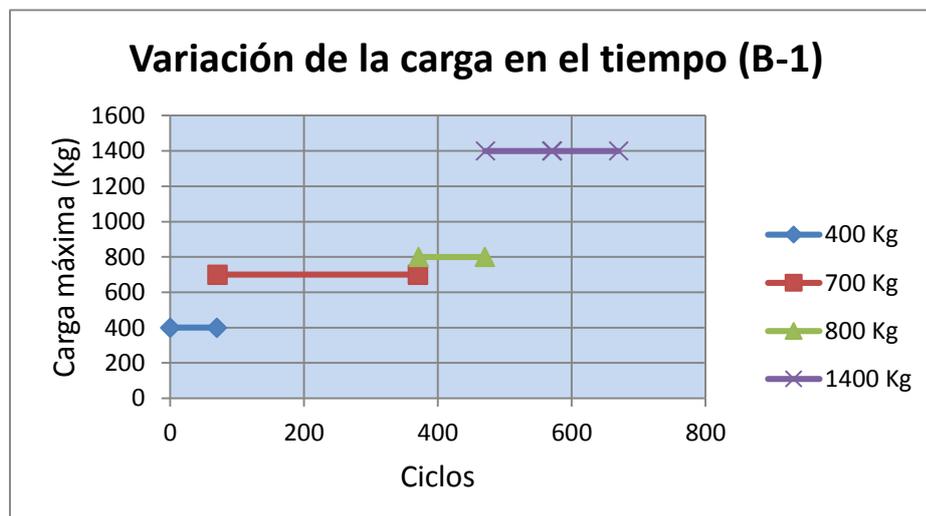


Figura 4.44. Carga vs. n.º de ciclos (viga B-1).

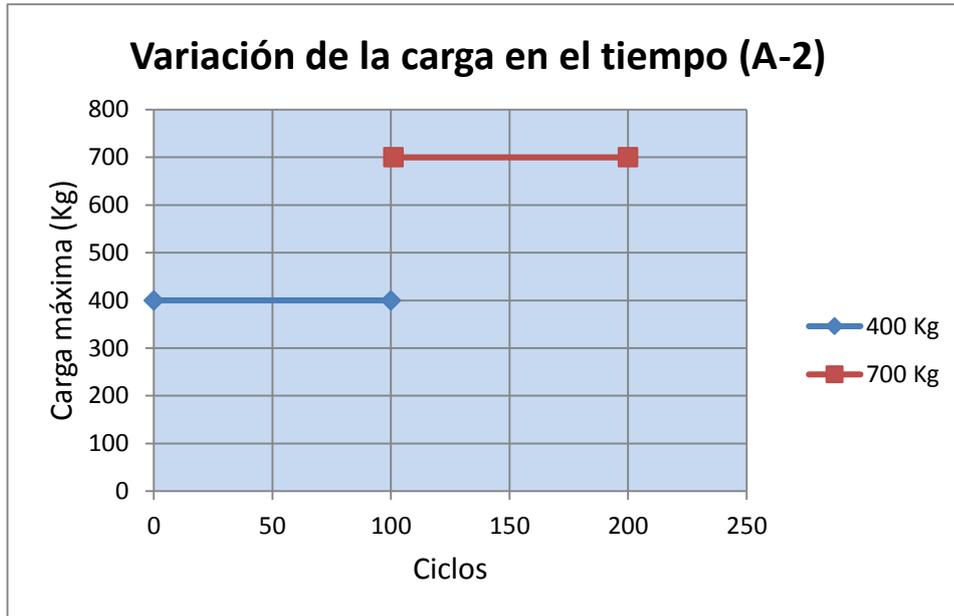


Figura 4.45. Carga vs. n.º de ciclos (viga A-2).

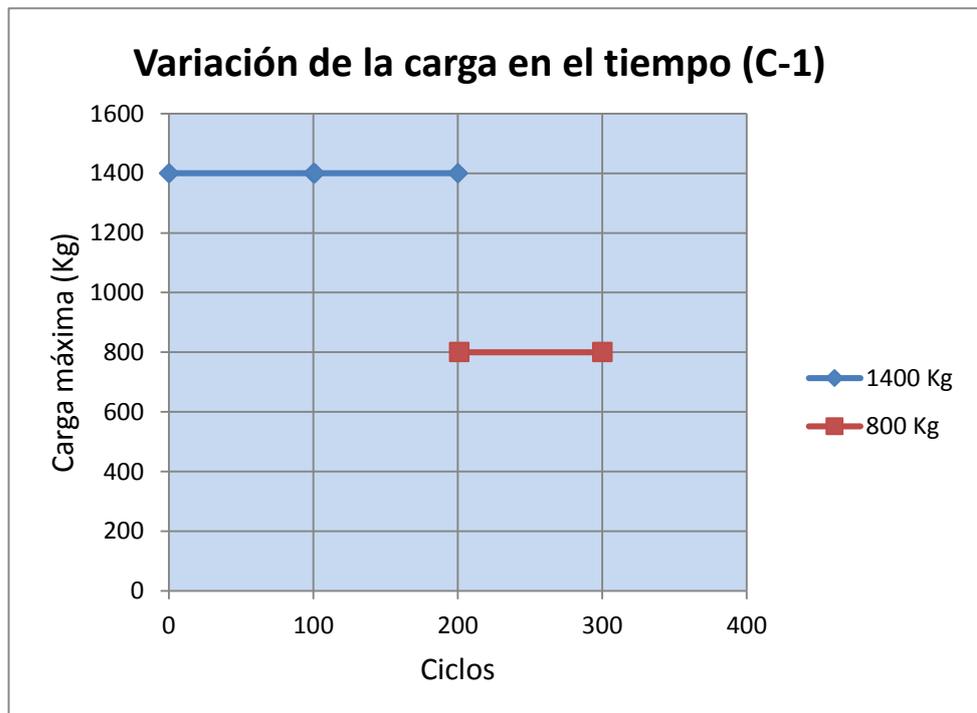


Figura 4.46. Carga vs. n.º de ciclos (viga C-1).

En las vigas A-1 y A-2 la variación de las cargas fueron pequeñas, debido a la falla o indicios de falla que se tenía. En contraste, en la viga B-1 se presentó un salto muy importante de carga, debido a que las primeras etapas mostraban que las cargas eran muy pequeñas para que la viga falle. De modo que se decidió incrementar la carga desde 800 Kg hasta 1400 Kg.

Vale decir que los especialistas del laboratorio, debido a su amplia experiencia con ensayos similares, reconocen cuando un material está siendo afectado por un nivel de carga. Así, su criterio fue vital para aumentar o disminuir las sollicitaciones.

La viga C-1, la cual tiene la geogrilla de fibra de vidrio, fue un caso especial, pues se cargó desde un inicio con 1400 Kg, y en cambio se disminuyó la carga después de un cierto número de ciclos. Haber iniciado con 1400 Kg fue, ciertamente, un riesgo, puesto que la viga podía fallar de forma temprana, mostrando un comportamiento menos eficiente que la viga B-1. Sin embargo, como se detallará más adelante, no fue así.

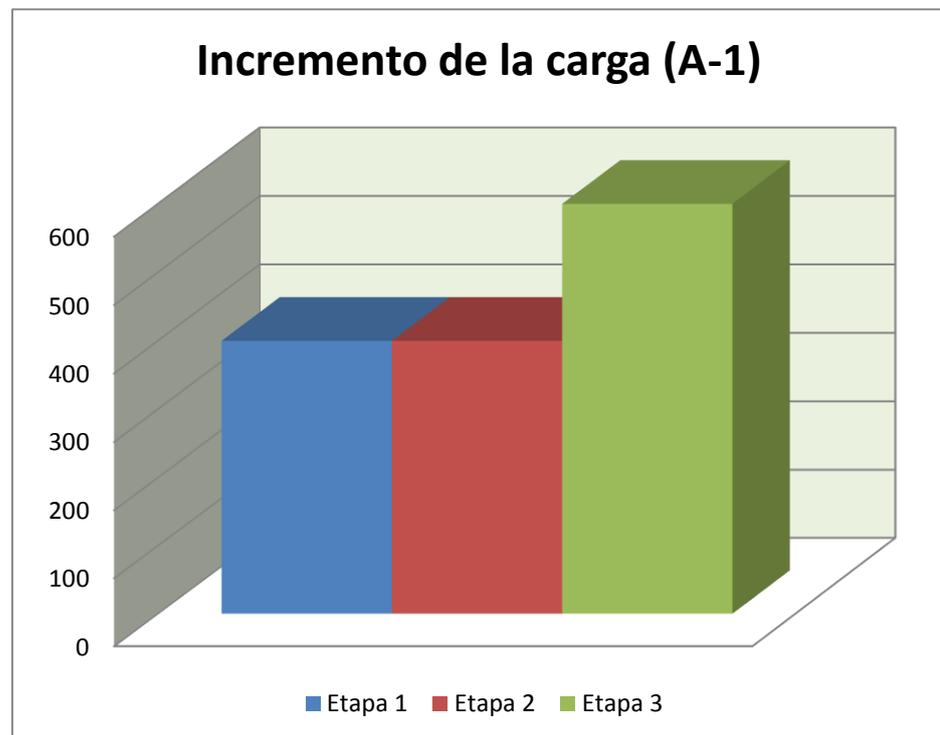


Figura 4.47. Variación de la carga (A-1).

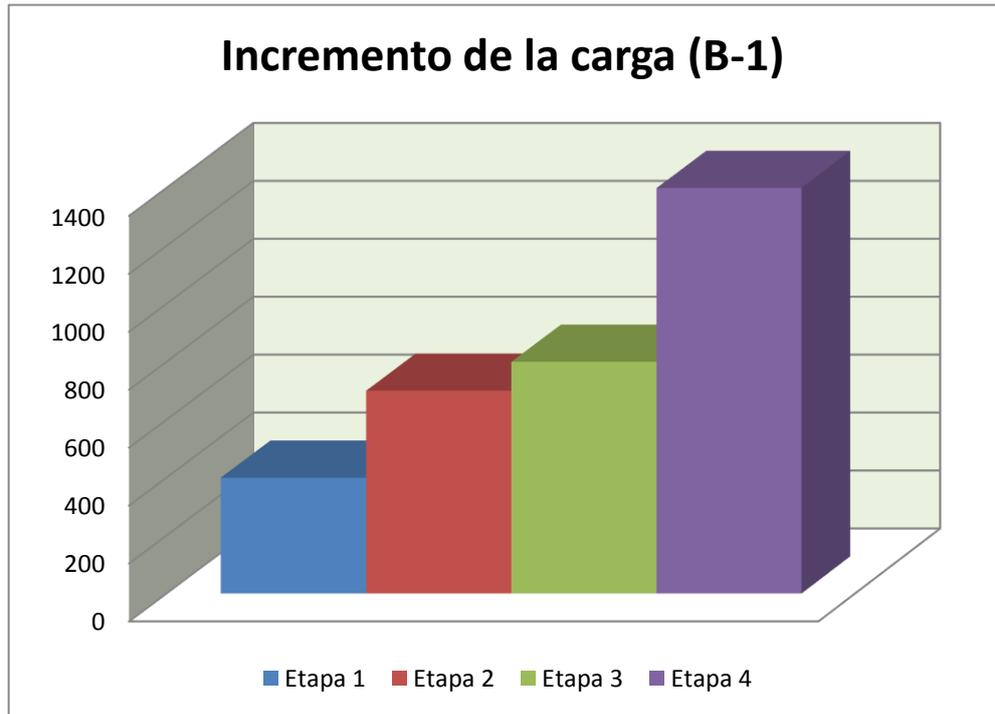


Figura 4.48. Variación de la carga (B-1).

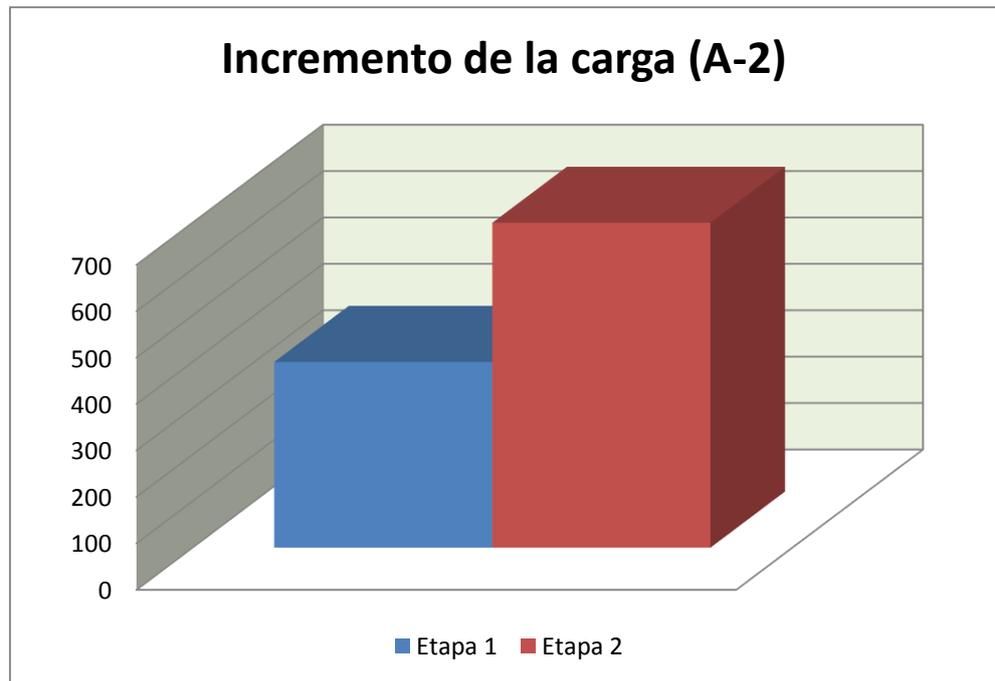


Figura 4.49. Variación de la carga (A-2).

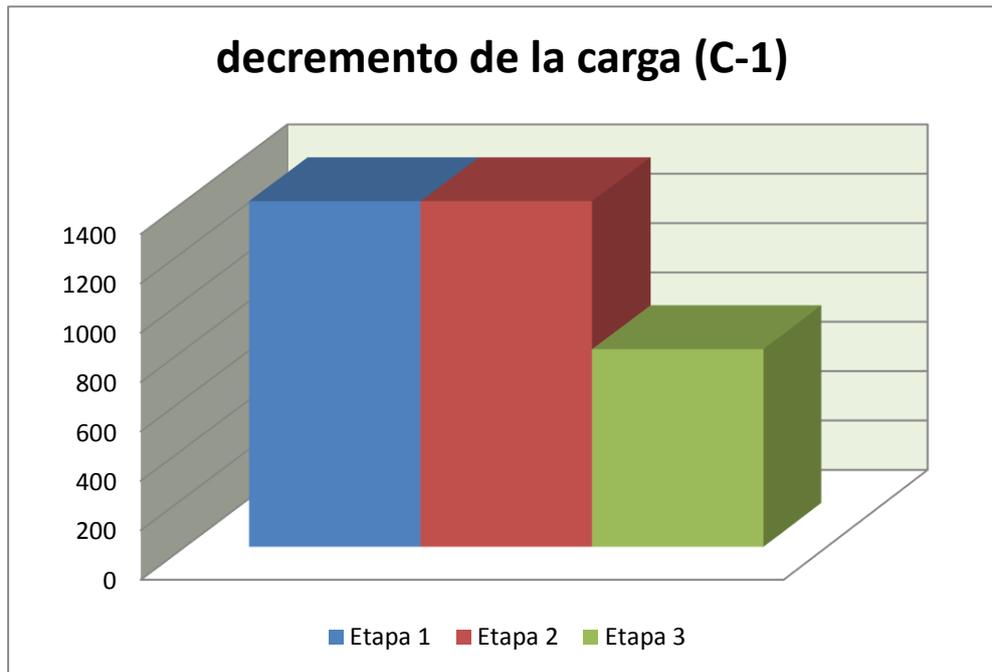


Figura 4.50. Variación de la carga (C-1).

4.6.4 Variación de la longitud, respecto de la carga

Estos gráficos muestran cuánta carga fue necesaria para incrementar las longitudes de las grietas. En el caso de la viga A-1 se ve que la grieta inicia su desarrollo visual con una longitud de 2 cm y una carga de 400 Kg. Luego incrementa su longitud con la misma magnitud de sollicitación. Para la misma viga, la longitud de la segunda grieta (viga ficticia A-1') se desarrolla en una magnitud de carga de 600 Kg. Esto muestra que esta grieta es el resultado de un proceso de fatiga iniciado con la carga de 400 Kg, pues aparece apenas a los 28 ciclos de iniciada la carga de 600 Kg, lo que evidencia que esta carga tuvo muy poco tiempo para desarrollar por si misma su aparición. Sin embargo, puede evidenciar que esta grieta necesito una magnitud más grande para desarrollarse por completo; es decir, en los primeros 400 Kg de carga, los esfuerzos normales, cortantes, y las deformaciones en la grieta generada, estuvieron acumulando energía de deformación antes de mostrarse con la carga máxima.

Para la viga B-1 se ve que la longitud de grieta se desarrolla, de igual forma que la viga A-1, para una carga constante de 1400 Kg. Las cargas anteriores no mostraron signos de afectar a la viga.

La viga A-2 desarrolla su longitud para una carga de 700 Kg.

La viga C-1 no se gráfica pues sólo presenta una grieta aislada.

El concepto de límite de resistencia o fatiga se explicará más adelante, pues está directamente relacionado con las cargas.

Las gráficas siguientes muestran las variaciones de las longitudes respecto de la carga:

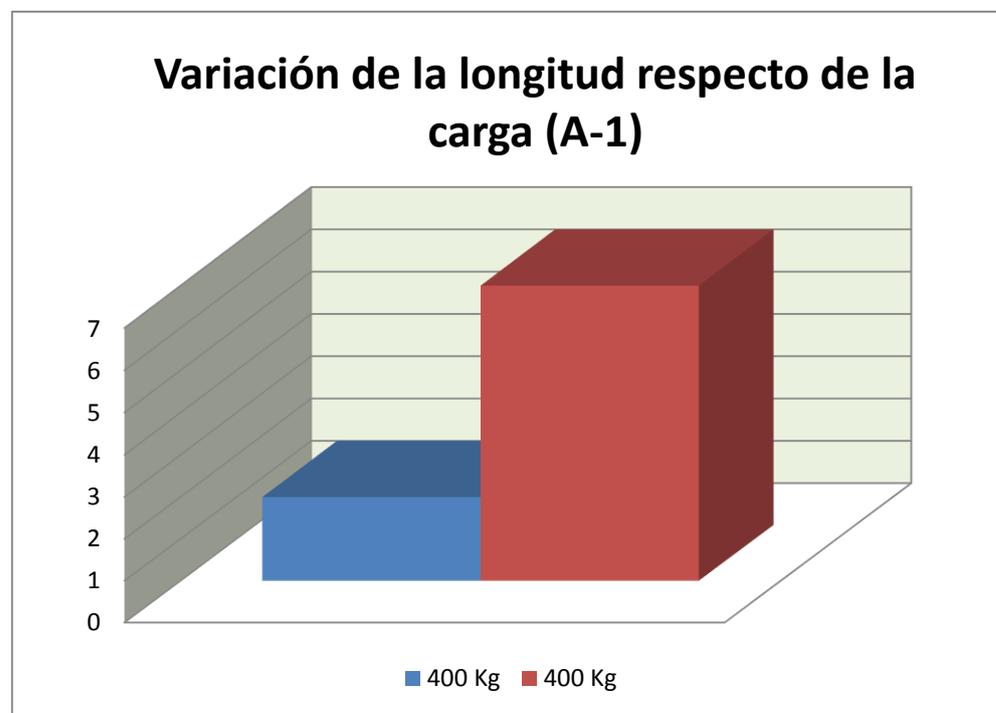


Figura 4.51. Variación de longitud con la carga (A-1).

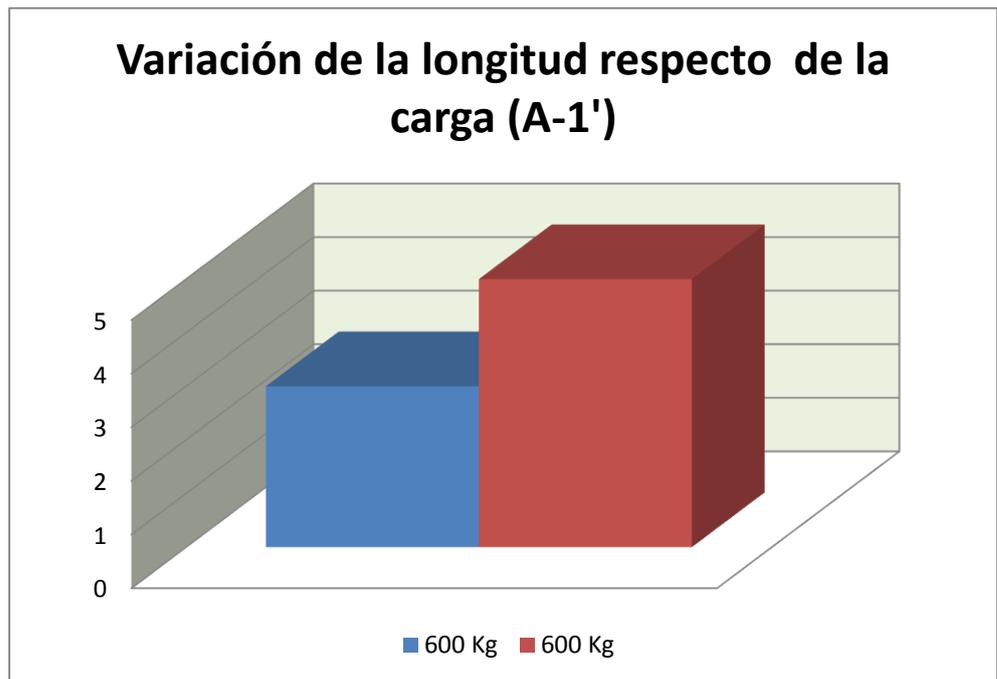


Figura 4.52. Variación de longitud con la carga (A-1').

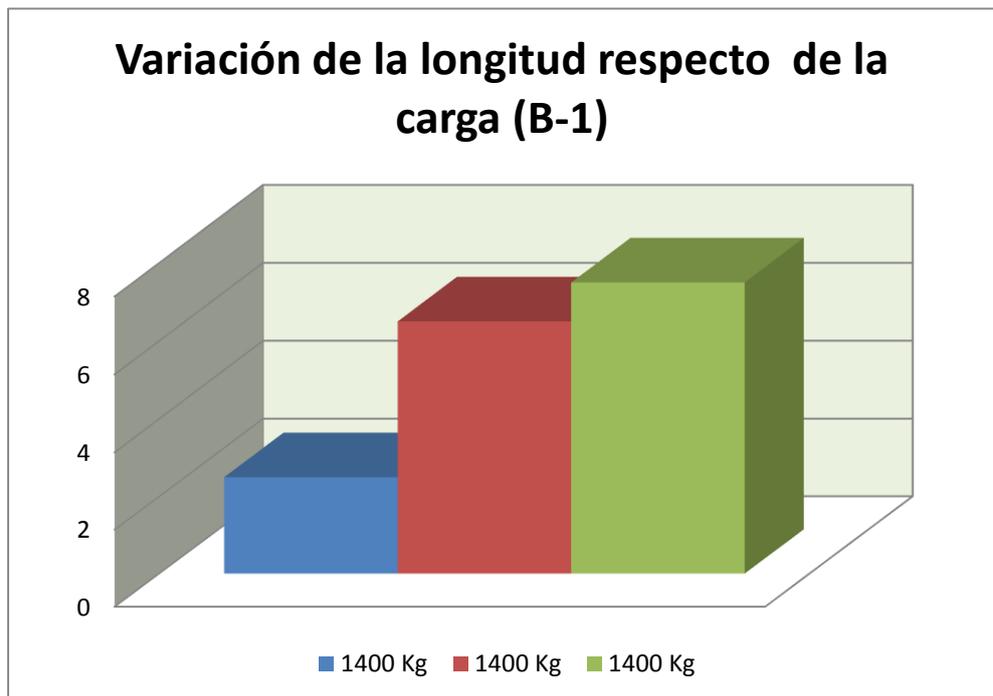


Figura 4.53. Variación de longitud con la carga (B-1).

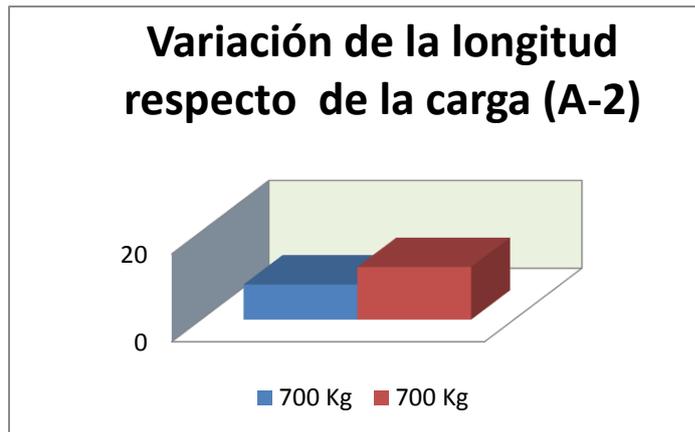


Figura 4.54. Variación de longitud con la carga (A-2).

Las gráficas de longitud vs. carga máxima son graficas semejantes a lo que en matemática se conoce como gráfica de una función constante en x; es decir: $x = c$. Estas gráficas visualizan de una mejor forma cómo las grietas desarrollan sus longitudes en un mismo nivel de carga, lo que es una constante en todo el ensayo.

Estas gráficas muestran cómo los esfuerzos cortantes y de tensión (debido a la flexión) castigan de forma más severa en este nivel de carga. Como se explicó, en la grieta se generan esfuerzos de corte, flexión y tensión que, debido a los ciclos de carga, aumento de rigidez y fragilidad del material, afectan cada vez más al pavimento (Lytton 1989).

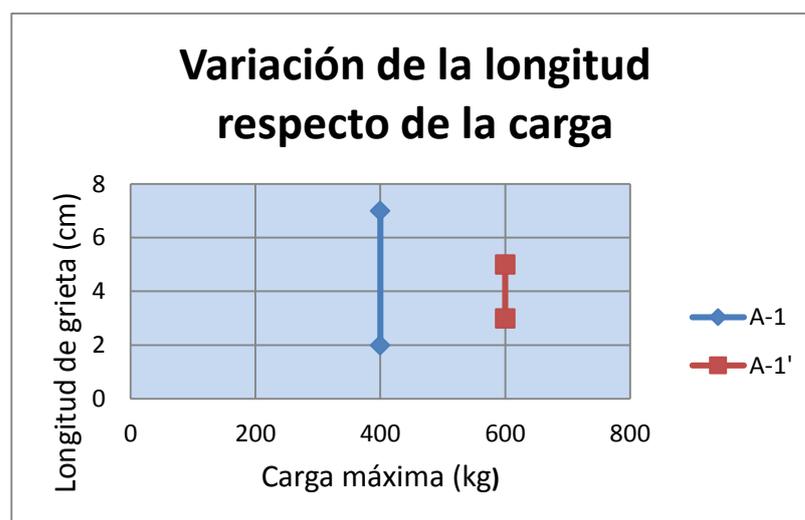


Figura 4.55. Longitud de grieta vs. carga máxima (A-1).

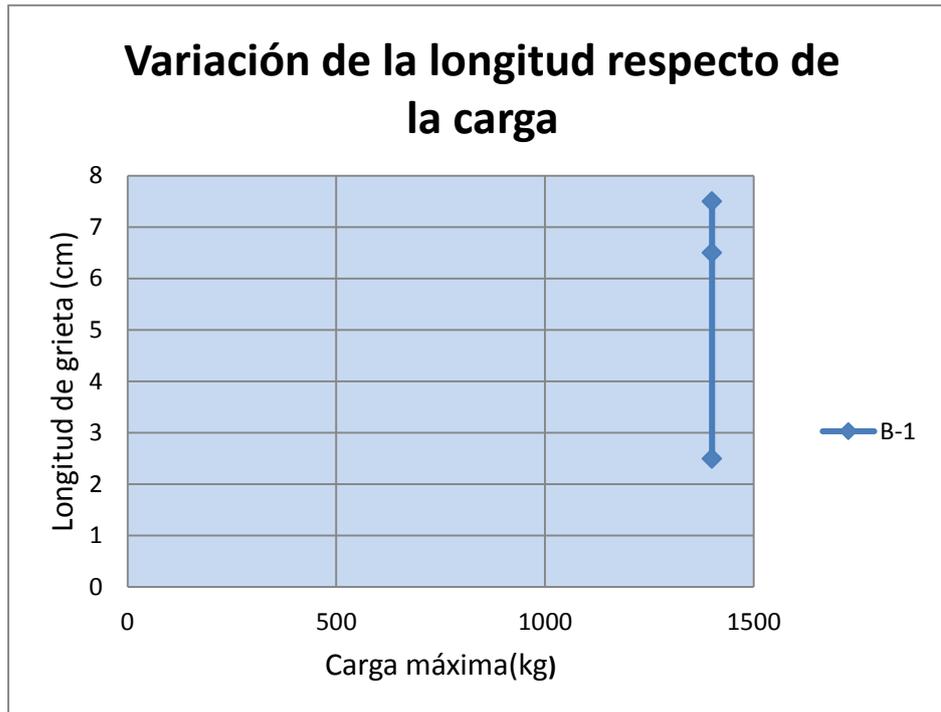


Figura 4.56. Longitud de grieta vs. carga máxima (B-1).

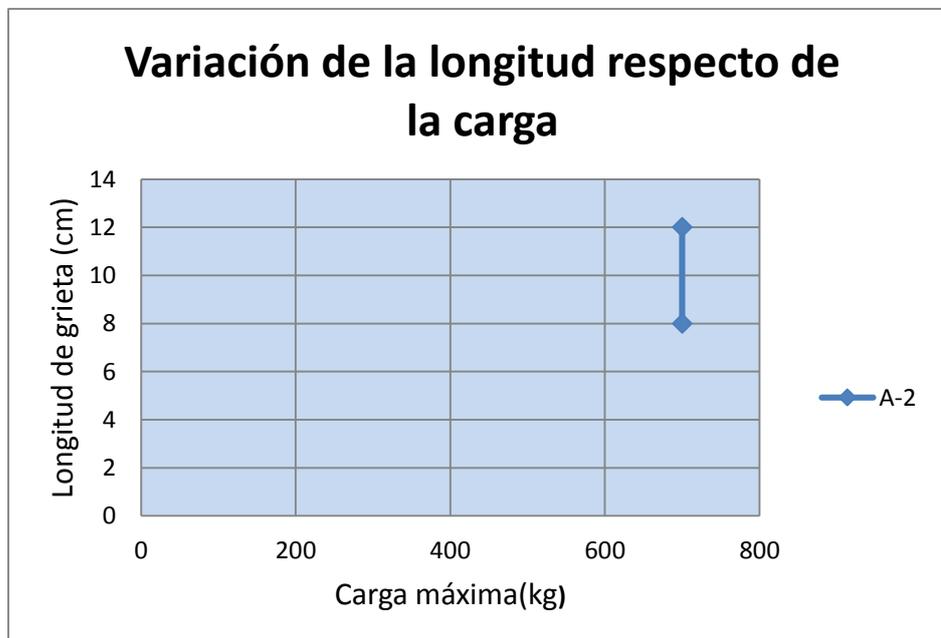


Figura 4.57. Longitud de grieta vs. carga máxima (A-2).

4.6.5 Propagación de grietas

La gráfica de propagación de grietas es, probablemente, el más importante, puesto que relaciona las longitudes vs. los ciclos que, finalmente, son quienes determinan la falla a fatiga. La curva generada es el resultado de la adaptación de los puntos originados.

La grieta de la viga A-1 incrementa su longitud de 2 cm a 7 cm en 35 ciclos, iniciando su aparición a los 205 ciclos. El primer tramo de la gráfica muestra una pendiente de aproximadamente 45° y más suave que el segundo tramo. Esto quiere decir que en un primer momento la longitud de grieta es prácticamente proporcional al número de ciclos. En cambio, en el segundo tramo la curva tiene una pendiente elevada, lo que da como resultado que la longitud de la grieta se dispara para un número pequeño de ciclos: pierde la tendencia de proporcionalidad del primer tramo. Esto nos hace pensar que, una vez iniciado el proceso de fatiga, y ya con los esfuerzos trabajando al máximo, el crecimiento de la longitud se hace más fácil.

En la misma viga, en la grieta identificada como viga ficticia A-1', la pendiente de las gráficas es similar en el primer y segundo tramo. Sin embargo, esta grieta muestra la particularidad de haberse generado cuando ya había fallado la viga con una grieta, por lo que su interpretación debe tomarse con sumo cuidado.

El mismo patrón que la viga A-1 sigue la viga B-1, es decir, en un primer momento una curva con una pendiente pequeña, para luego incrementar su pendiente abruptamente. La longitud de grieta se incrementa de 2.5 cm a 7.5 cm en 76 ciclos, en contraste con la aparición de los 25 cm, que se realizó a los 528 ciclos. El número de ciclos para aparecer la grieta es sumamente mayor que la viga A-1 debido al refuerzo de mortero asfáltico con que cuenta.

La viga A-2 muestra una pendiente similar en todo su recorrido. Apareciendo con 8 cm a los 113 ciclos, esta grieta (la de mayor longitud entre todas las vigas), aumenta a hasta los 12 cm para un número de ciclos de 156; es decir, varía su longitud en un intervalo de 43 ciclos. De igual forma que las anteriores vigas, su pendiente, aunque más suave que las otras, se incrementa en sus dos tramos.

La grieta C-1 es, en definitiva, un caso especial, puesto que no es una grieta significativa, más bien es una grieta aislada. Las grietas significativas son aquellas que aparecen, sino

en la misma línea vertical de la grieta generada, en la vecindad próxima a ésta. Las grietas aisladas aparecen fuera de este intervalo. Así, esta grieta sólo es referencial, y se utiliza con el ánimo de compararlas con las demás. Sin embargo, su utilidad tampoco debe ser desechada, puesto que se conoce a fondo el mecanismo de falla a fatiga de los pavimentos.

Dicho lo anterior, esta grieta aparece a los 190 ciclos, con la carga más alta del ensayo, y no presenta ninguna variación en su longitud.

Las siguientes gráficas muestran las longitudes de grietas respecto del número de ciclos:

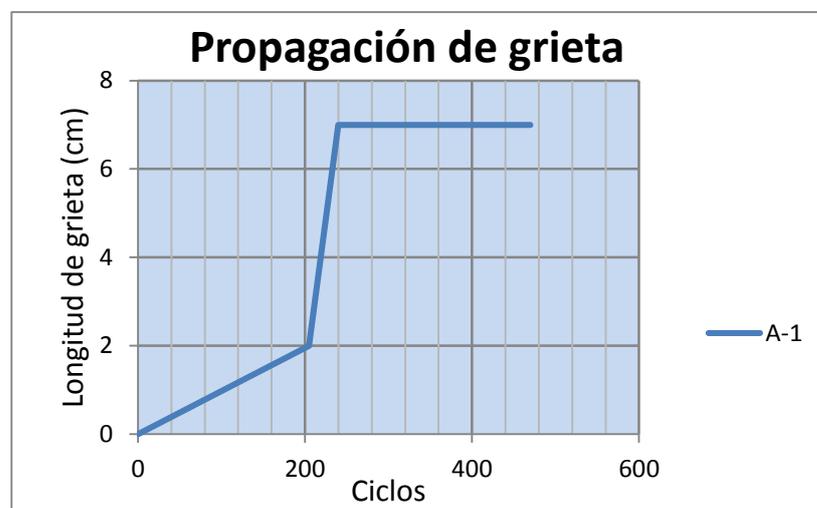


Figura 4.58. Longitud de grieta vs. n.º de ciclos (A-1).



Figura 4.59. Longitud de grieta vs. n.º de ciclos (B-1).

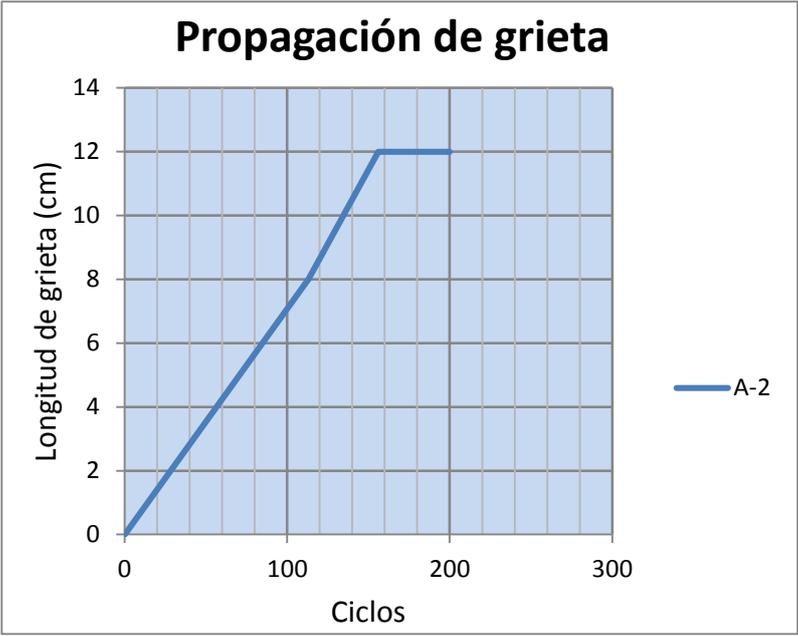


Figura 4.60. Longitud de grieta vs. n.º de ciclos (A-2).

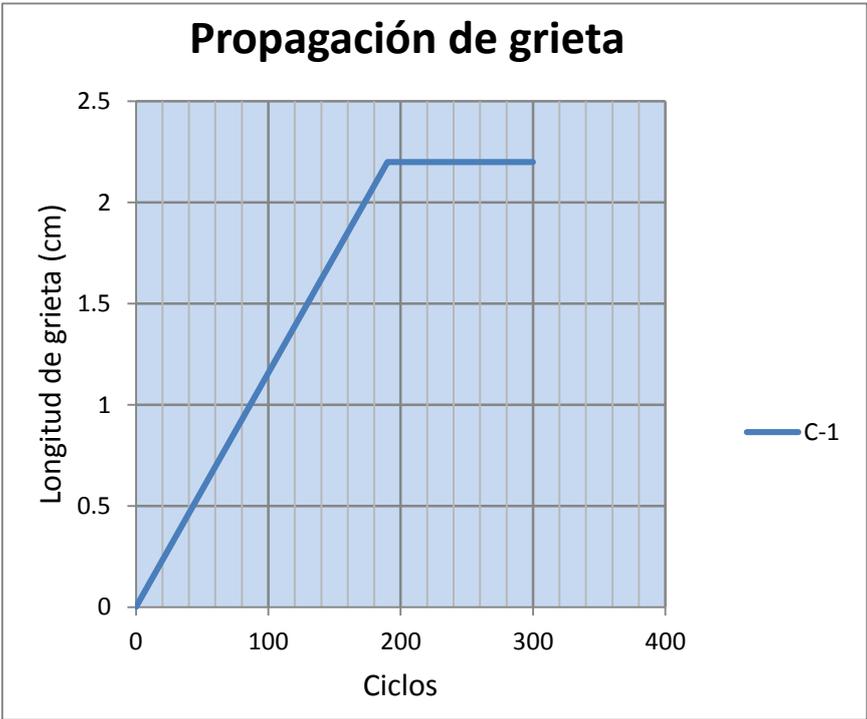


Figura 4.61. Longitud de grieta vs. n.º de ciclos (C-1).

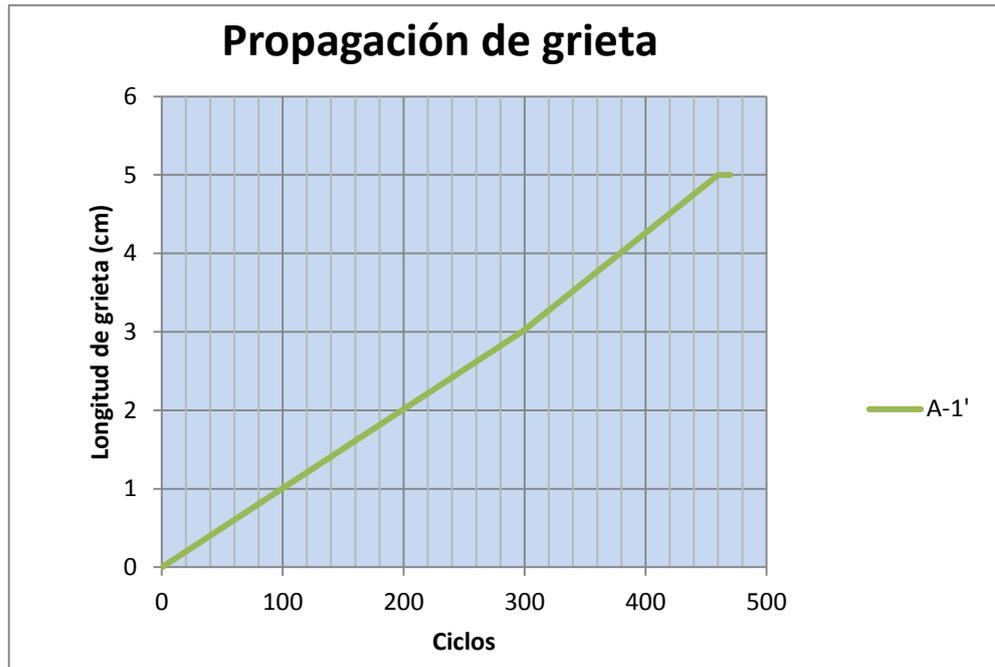


Figura 4.62. Longitud de grieta vs. n.º de ciclos (A-1').

Si se toma en cuenta la naturaleza real de la propagación de las grietas, seguro que ésta no dibujará una línea recta necesariamente. Si tomamos en cuenta las fluctuaciones de concavidad que podrían haber, tendremos unas gráficas con unas curvas suavizadas:



Figura 4.63. Longitud de grieta vs. n.º de ciclos (Curva suavizada A-1).

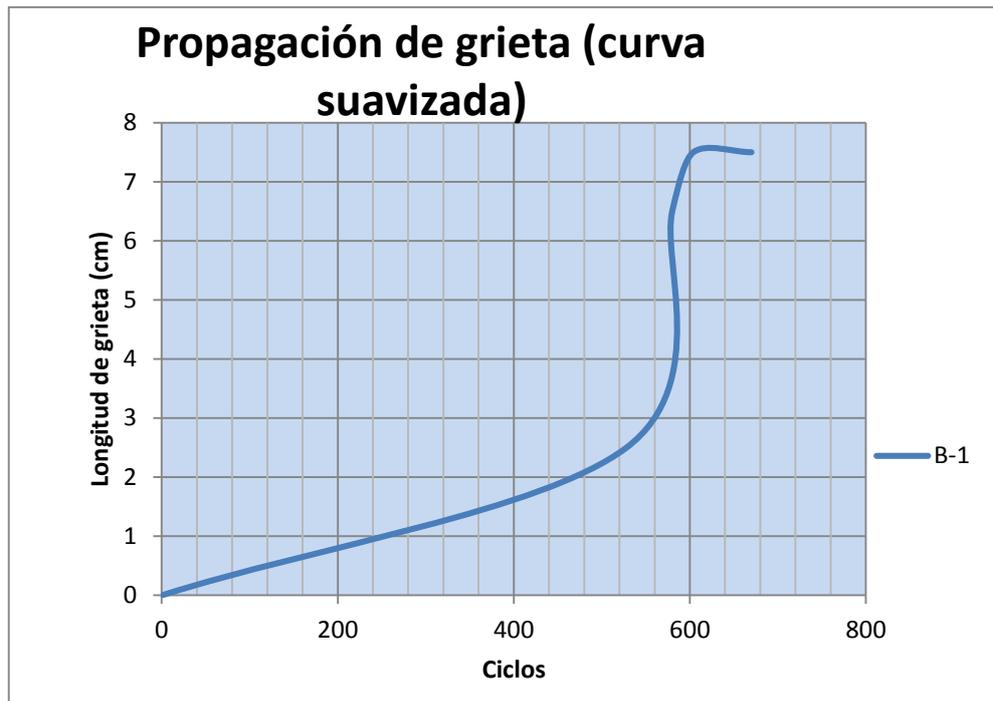


Figura 4.64. Longitud de grieta vs. n.º de ciclos (Curva suavizada B-1).

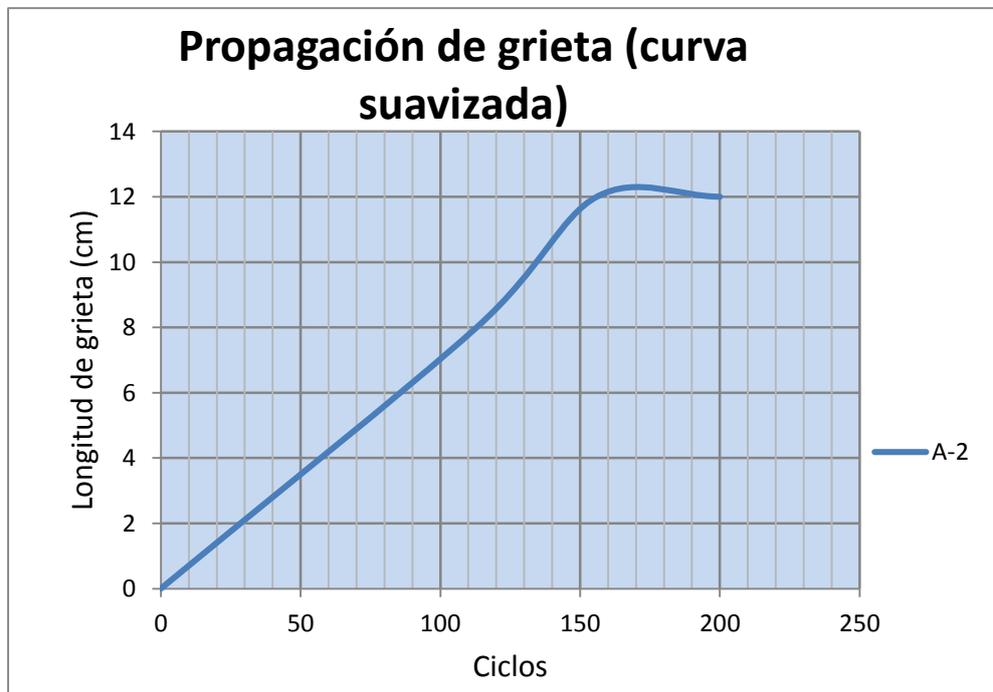


Figura 4.65. Longitud de grieta vs. n.º de ciclos (Curva suavizada A-2).

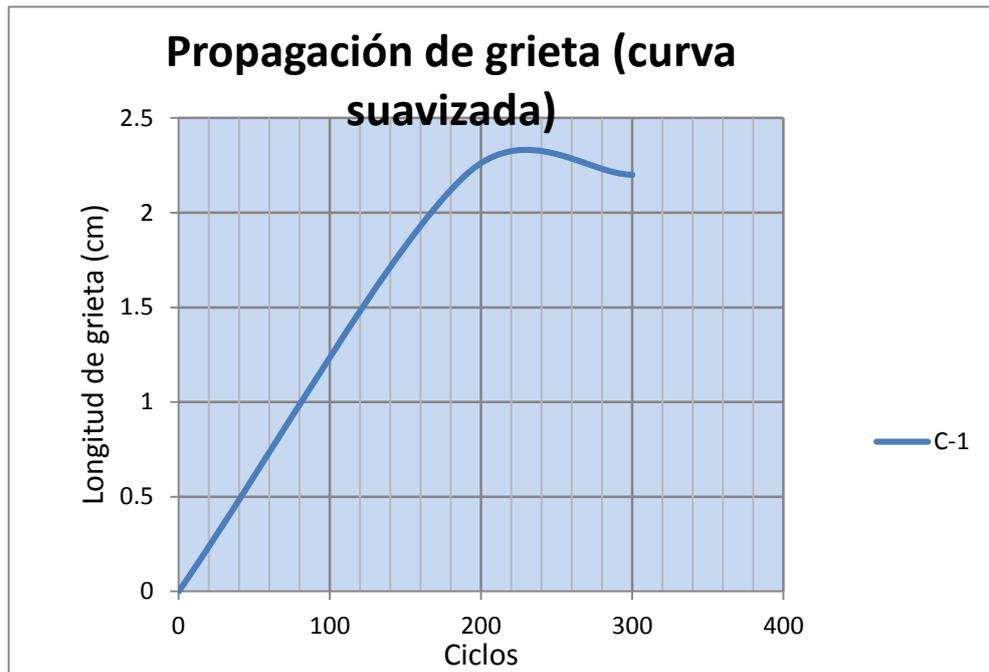


Figura 4.66. Longitud de grieta vs. n.º de ciclos (Curva suavizada C-1).

4.6.6 Propagación de grieta en relación con la carga

Resulta interesante observar una superposición de gráficas de propagación de grietas con respecto del número de ciclos, como de las cargas. En este sentido es que se hicieron gráficos con 3 ejes que pudieran superponer estos tres parámetros.

Es necesario señalar que los tramos horizontales de las gráficas de propagación de grietas son líneas referenciales que toman en cuenta el total del número de ciclos del ensayo, y son horizontales porque al haber llegado la grieta a la superficie, ya no puede desarrollarse más; en otras palabras, en la realidad no existen, sólo son referenciales.

La viga A-1 fue graficada con sus dos grietas representativas (A-1 y A-1'). Así, para la grieta A-1 puede observarse que en el intervalo donde se desarrolla su longitud (en este caso es de 2 cm a 7cm), la carga representada por la línea roja, toma un valor constante de 400 Kg. La grieta A-1' desarrolla su longitud en un intervalo donde la carga toma un valor constante de 600 Kg (ver figura 4.79).

La línea roja en la gráfica de la viga B-2 tiene forma de escalera; eso se debe a que esta viga fue sometida a la mayor cantidad de ciclos, así como a la mayor cantidad de cambios

de carga. La grieta de la viga B-2 desarrolla su longitud desde los 2.5 cm hasta los 7.5 cm, que corresponde a la gráfica de carga con valor de 1400 Kg (ver figura 4.80).

La viga A-2 desarrolla la longitud de grieta de 8 cm a 12 cm en el valor de carga de 700 Kg, que es lo que muestra la gráfica (ver figura 4.81).

La viga C-1 desarrolla la longitud de su grieta aislada de 2.2 cm, dentro de los 1400 Kg. (ver figura 4.82).

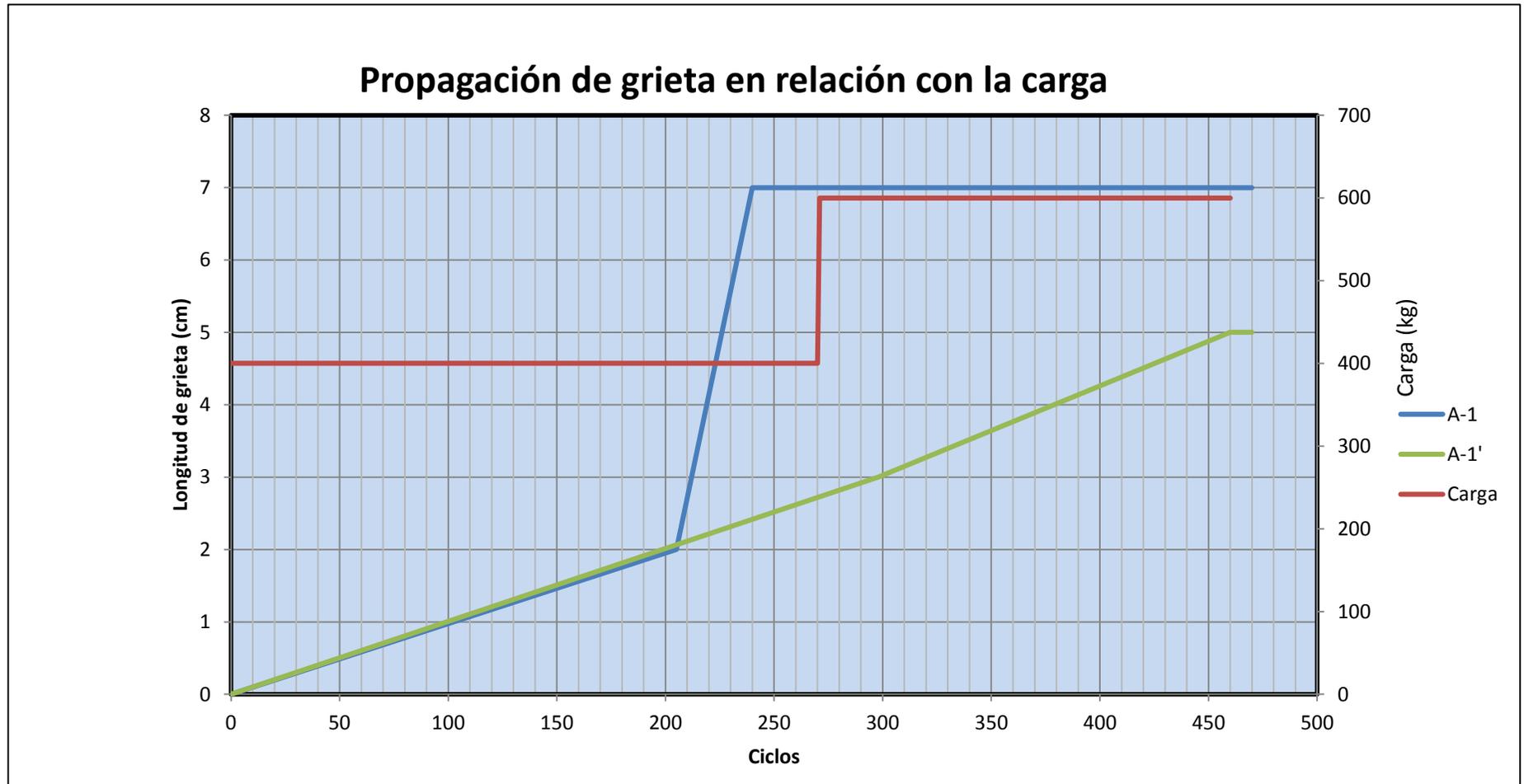


Figura 4.67. Propagación de grieta en relación con la carga (A-1)

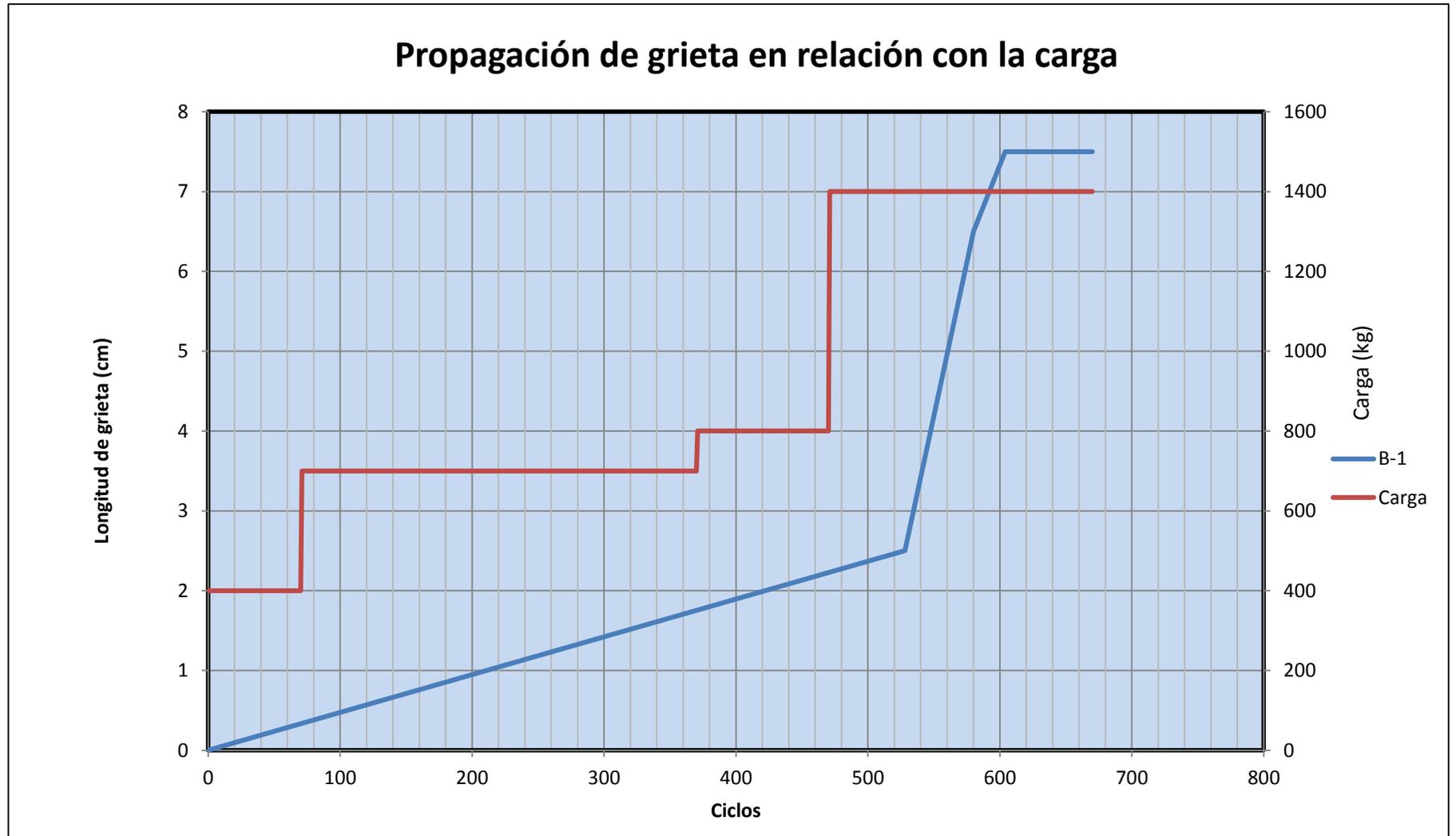


Figura 4.68. Propagación de grieta en relación con la carga (B-1).

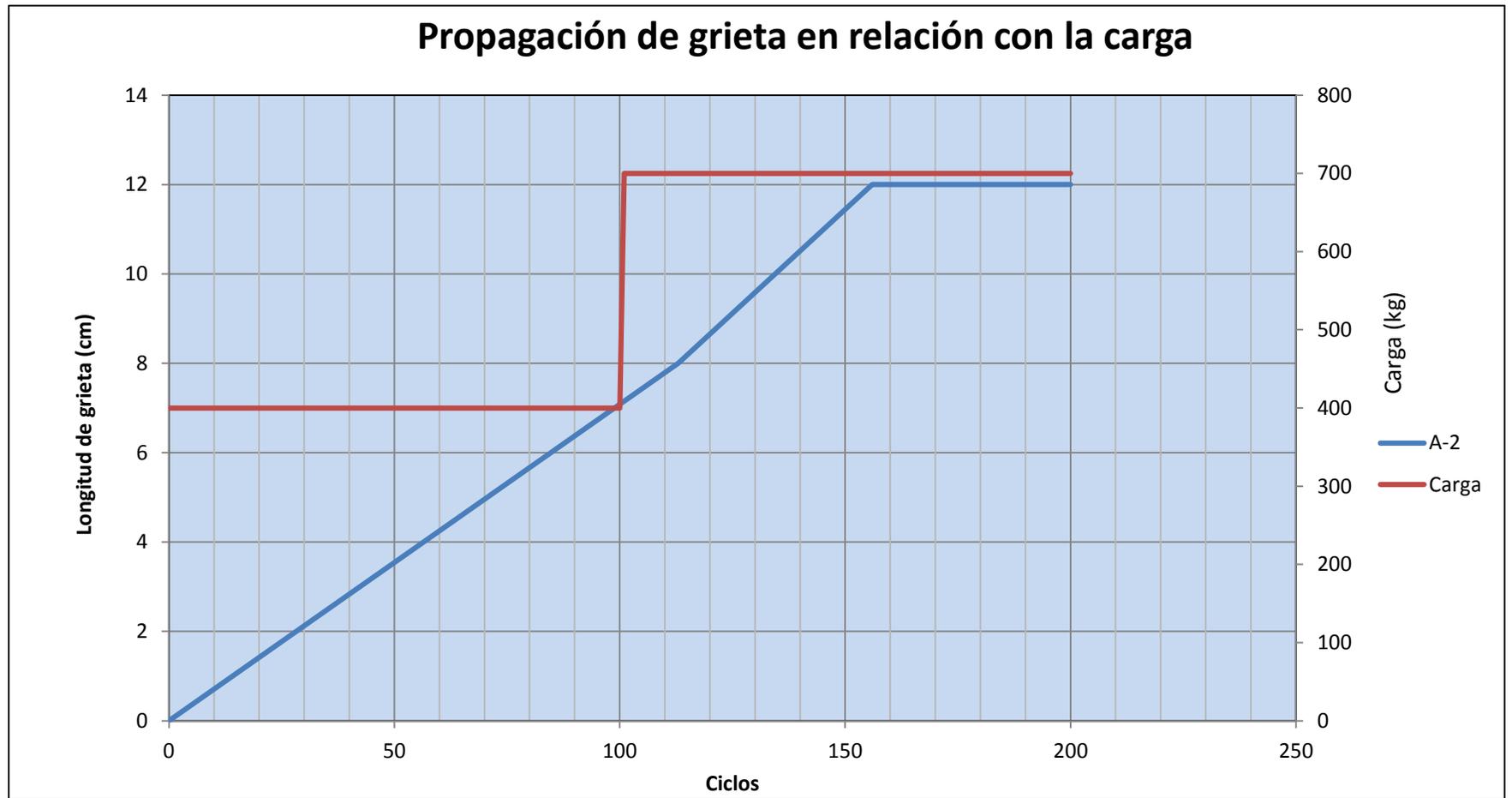


Figura 4.69. Propagación de grieta en relación con la carga (A-2).

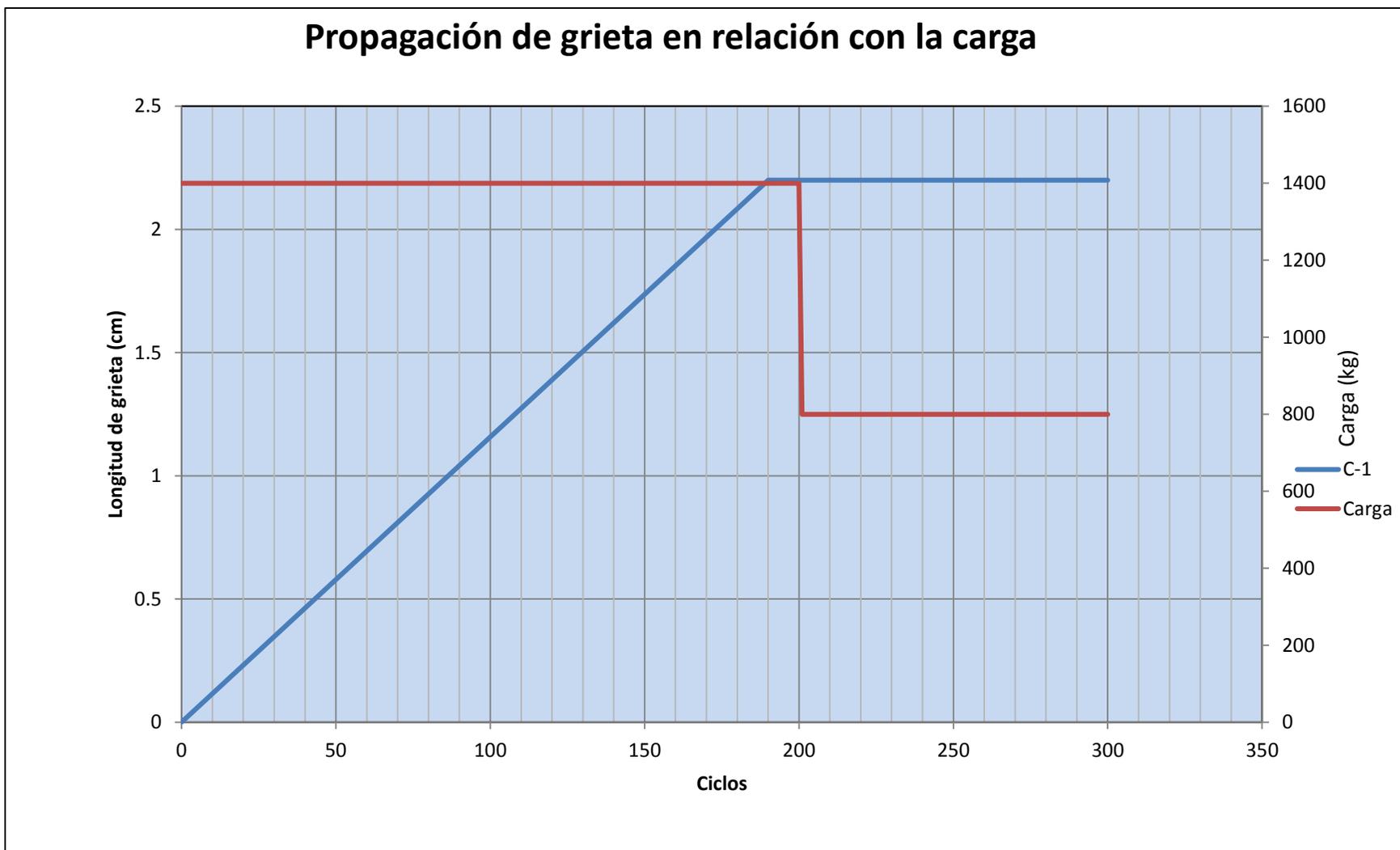


Figura 4.70. Propagación de grieta en relación con la carga (C-1).

4.6.7 Comparación de resultados

Los siguientes gráficos (figuras 4.83, 4.84 y 4.85) son una síntesis de las secciones anteriores:

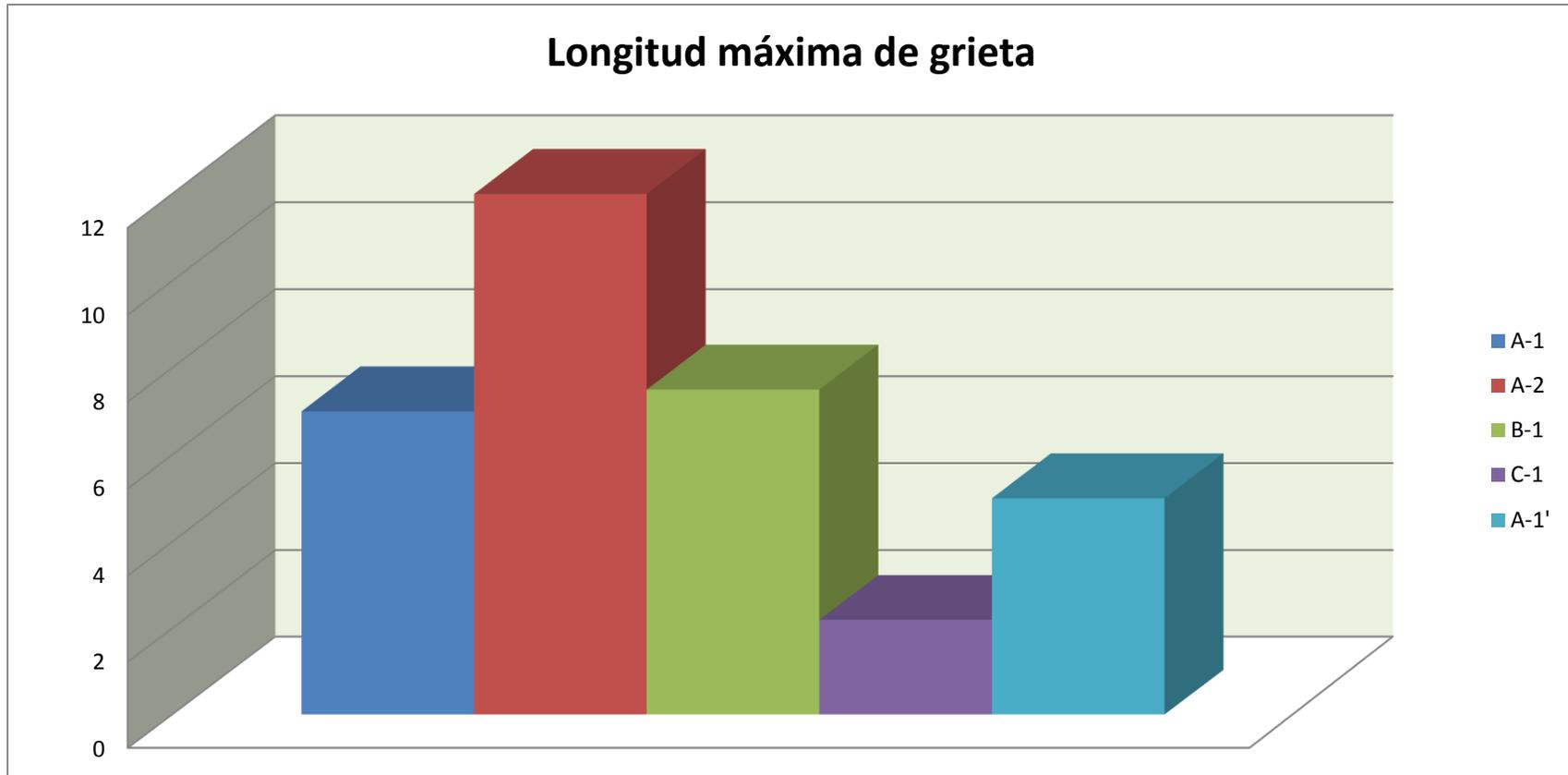


Figura 4.71. Longitud máxima de grieta

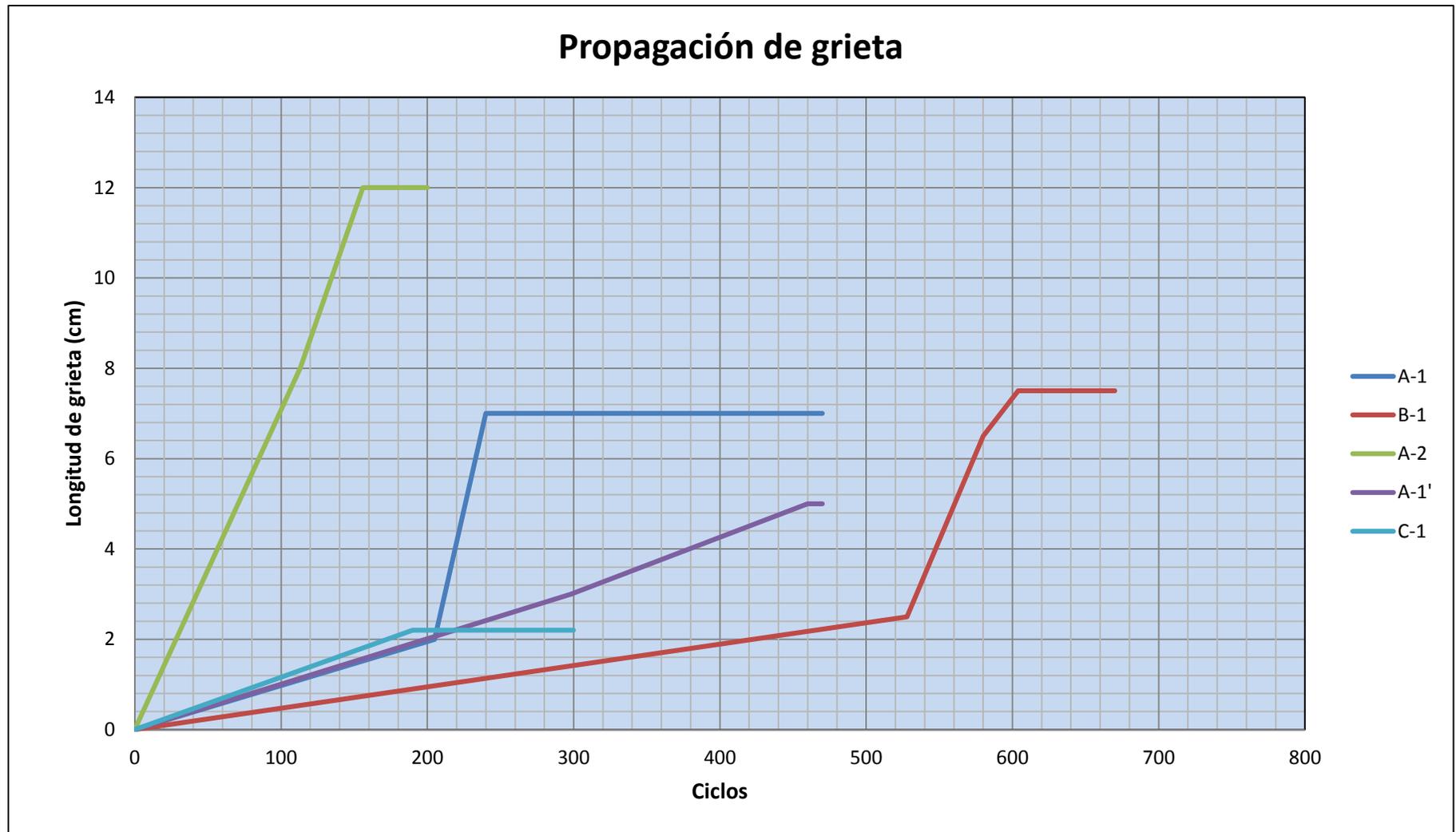


Figura 4.72. Propagación de grieta.

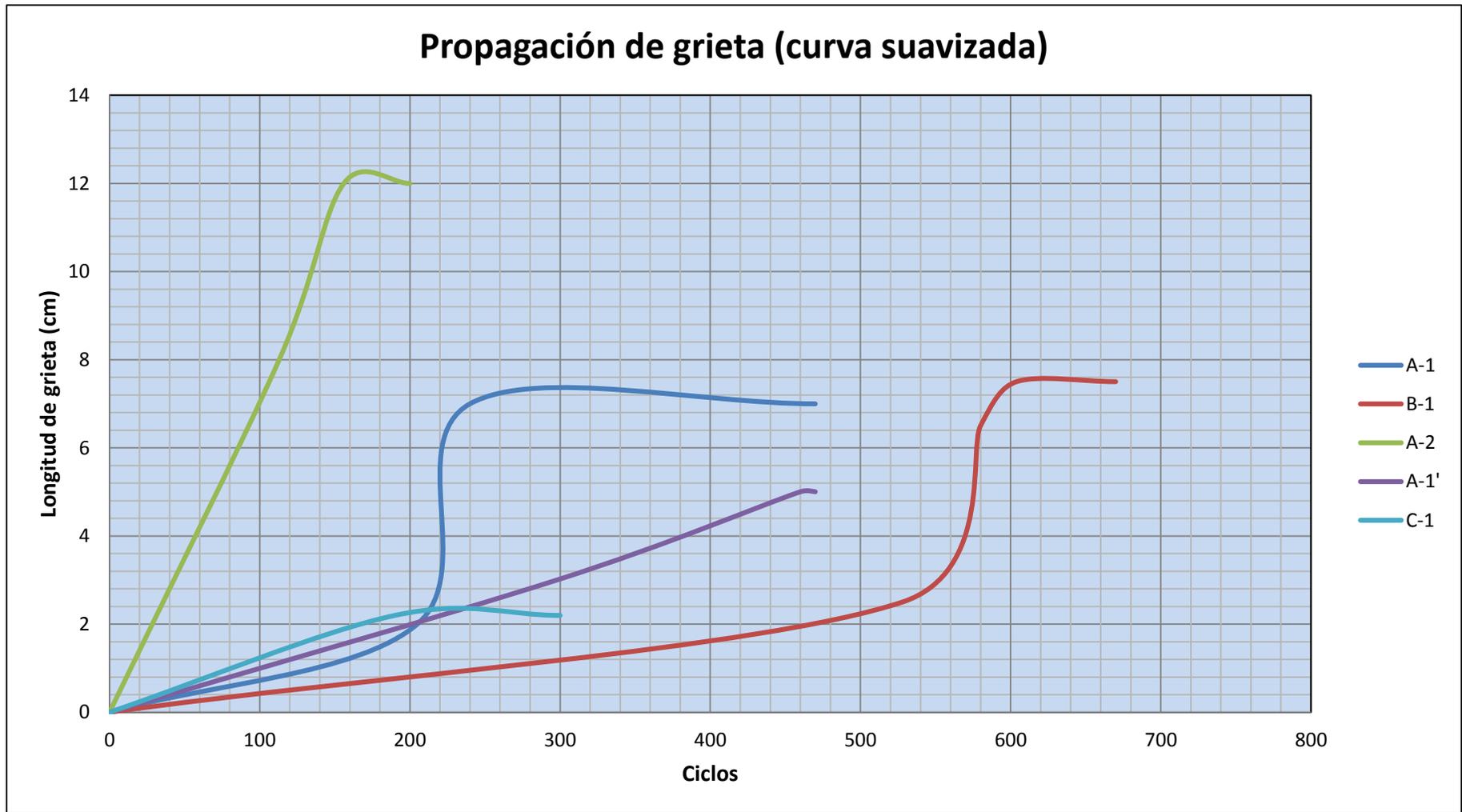


Figura 4.73. Propagación de grieta (curva suavizada).

Se observa que la viga A-2 alcanzó una longitud de 12 cm, la cual es la máxima alcanzada. Por otra parte la viga que alcanzo la menor longitud es la C-1. Siempre recalcando que la longitud de grieta de esta viga es referencial, pues se trata de una grieta aislada. Sólo se grafica para mostrar los beneficios de la geogrilla de fibra de vidrio.

La carpeta asfáltica nueva tiene un espesor de 9 cm, por lo tanto la grieta tendría que recorrer esa distancia para llegar a la superficie, pues allí es donde se considera la falla de la viga. Sin embargo, los valores varían por: las grietas no son completamente verticales; y las carpetas no tienen exactamente los espesores teóricos, necesariamente.

Las gráficas de propagación de grietas muestran que las pendientes de las vigas sin refuerzo (A-1 y A-2) son elevadas en comparación con las reforzadas (B-1 y C-1). Las longitudes de grietas pueden ser similares, pero, por ejemplo, la viga B-1 (reforzada con mortero asfáltico) alcanza su longitud máxima de grieta para un número de ciclos ampliamente superior a las demás vigas. Como se mencionó, el caso de la viga C-1, que alcanza su longitud máxima de grieta para un número de ciclos similar a las vigas no reforzadas, es un caso especial, puesto que ha sido sometido a magnitud de cargas muy superior que las demás vigas, incluido la viga B-1. Más adelante se explicará en detalle este caso.

Que las pendientes sean pronunciadas, indican que el espécimen falla de forma más frágil que el espécimen reforzado. Esto se detallará más adelante.

El espécimen B-1 mantiene una curva con pendiente suave durante su primer recorrido, luego la pendiente se incrementa de forma súbita hasta alcanzar su máxima longitud de grieta. Esto obedece a factores similares que hacen que las curvas de las vigas tipo A- 1 tengan su pendiente más elevada en sus segundos tramos que en sus primeros: una vez iniciada la falla, el proceso degenerativo es más rápido. La fatiga es un proceso degenerativo que no degenera de forma proporcional al tiempo, más bien lo hace de forma exponencial una vez iniciada la falla.

La mecánica de materiales analiza la fatiga a través de un procedimiento que resulta útil tomarlo: el número de ciclos de carga para causar la falla de un espécimen a través de cargas sucesivas puede determinarse experimentalmente para cualquier nivel dado de esfuerzo máximo. Si una serie de ensayos se lleva a cabo, utilizando diferentes niveles de

esfuerzo máximo, los datos resultantes podrán graficarse como una curva σ -n. Para cada ensayo, el esfuerzo máximo σ es graficado en la ordenada y el número de ciclos n en la abscisa. Debido al gran número de ciclos n requeridos para la ruptura, los ciclos n se grafican en una escala logarítmica (Beer y Johnston, 1981).

Una curva típica σ -n para el acero se muestra en la figura 4.86. Advierta que, si el esfuerzo máximo aplicado es alto, pocos ciclos, relativamente se requieren para causar la ruptura. Al reducirse la magnitud del esfuerzo máximo, el número de ciclos requeridos para causar la ruptura aumenta hasta que se alcanza un esfuerzo denominado el límite de resistencia o fatiga. El límite de fatiga es el esfuerzo para el cual la falla no ocurre, aun cuando haya un número infinitamente grande de ciclos de carga. Para un acero al bajo carbono, como el acero estructural, el límite de fatiga es aproximadamente la mitad que su resistencia última (Beer y Johnston, 1981).

Ahora bien, en el caso de pavimentos es mucho más complejo obtener una gráfica σ -n debido a la heterogeneidad del material. Cualquier cambio en algún componente del pavimento cambiará la curva.

El siguiente gráfico ilustra lo anterior:

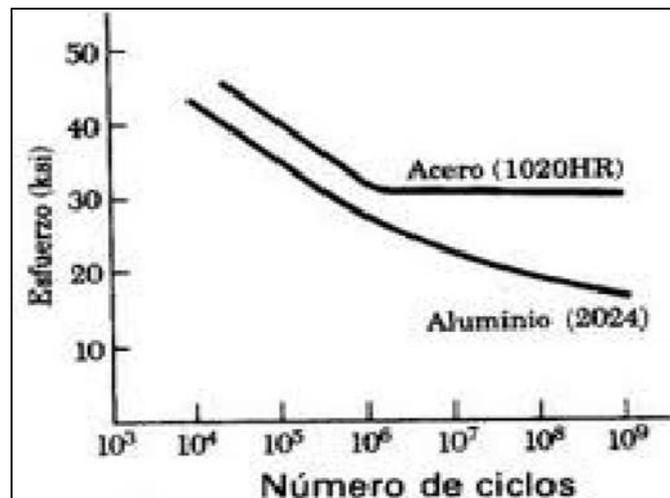


Figura 4.74. Curva σ -n para el acero y aluminio (F. Beer and R. Johnston, 2004)

Ciertamente la fatiga es un proceso complejo, más aún en materiales heterogéneos como los pavimentos, sin embargo los principios que la rigen son los mismos en todos los casos.

Cuando uno ve las gráficas de propagación de grietas, a primera vista pareciera que, en el supuesto que la grieta de la viga C-1 (viga reforzada con geogrilla de fibra de vidrio) fuese una grieta representativa, ésta falla para valores menores que la B-1 (viga con refuerzo de mortero asfáltico). Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la viga B-1 fue sometida a tres primeras etapas de carga, en la que la falla no presentó muestras de querer asomarse. Por ello, a criterio del ingeniero responsable de los ensayos, fue necesario realizar un incremento súbito de carga: de 800 Kg a 1400 Kg; es decir, de un 75%. Recién en este nivel de cargas se vio la repercusión de la carga en la viga. Así, de acuerdo a la teoría de fatiga de Beer y Johnston, puede entenderse que antes de valores próximos a los 1400 Kg, la falla no aparecerá o aparecerá para un número casi infinito de ciclos. De modo que este valor puede entenderse como el límite de resistencia o fatiga. El siguiente ábaco toma en cuenta la aparición de grietas respecto de la carga que origina la falla (toma en cuenta la primera aparición de grieta).

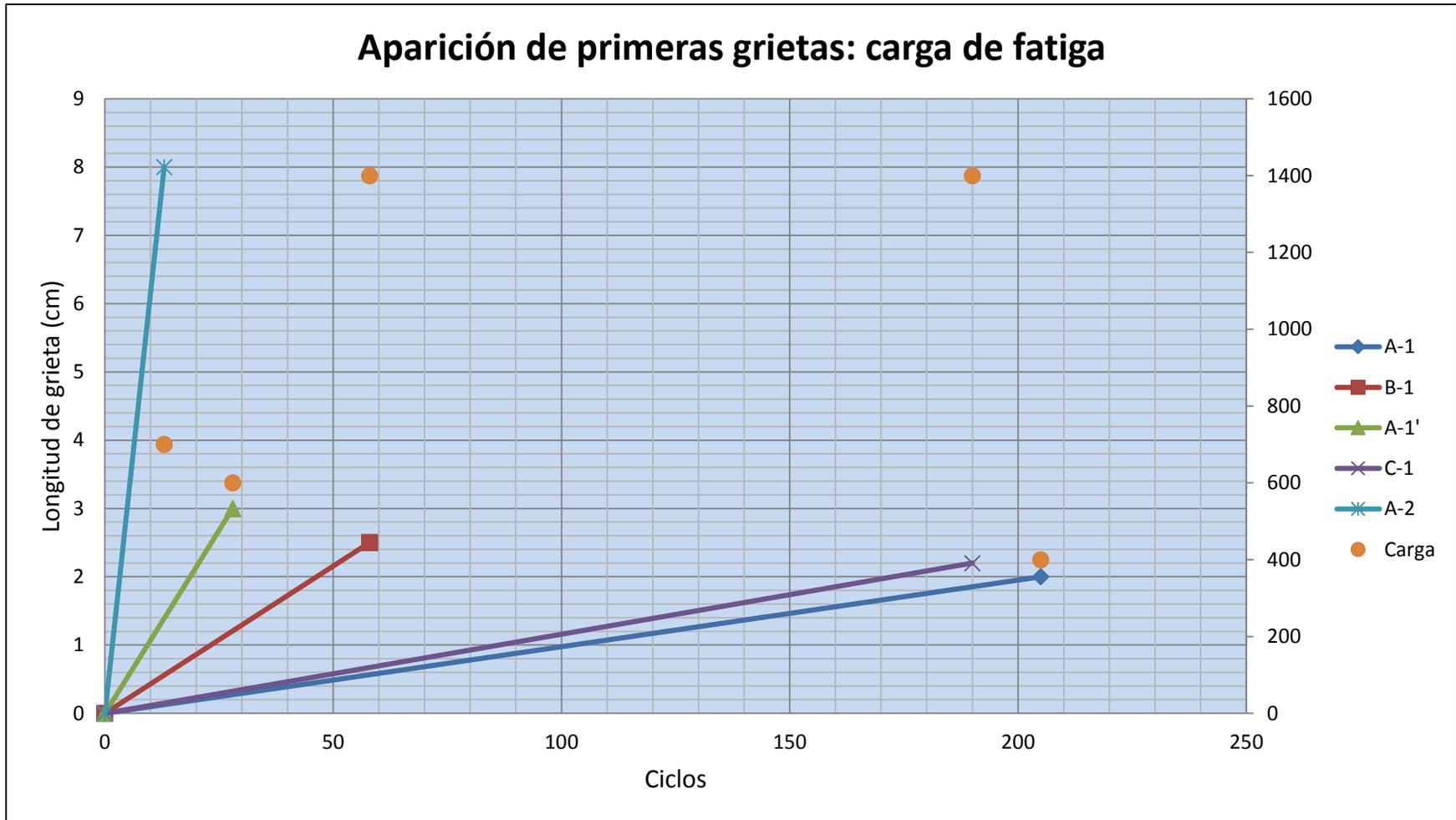


Figura 4.75. Aparición de grietas respecto al límite de resistencia.

En el ensayo se utilizaron diversas magnitudes de cargas, con el fin de ver qué ocurría cuando se las incrementaba cada cierto número de ciclos. Es así que se notó que sólo una era la carga que originaba la falla. De este modo es que la gráfica anterior toma en cuenta la propagación de grietas a partir de éste nivel de carga.

La gráfica toma en cuenta el ciclo, longitud y carga del primer punto que gráfica la propagación de grietas, es decir, la primera observación visual que se tiene de la grieta.

El ábaco debe leerse del siguiente modo: La aparición de la primera grieta de la viga B-1, con respecto a la carga de falla, se da a los 58 ciclos, con una longitud de 2.5 cm. Si tomamos ese punto, y lo proyectamos en el punto naranja que está verticalmente encima de dicho punto, leemos que dicho punto se da para una carga de 1400 Kg. En otras palabras la grieta aparece a los 58 ciclos, con una longitud de 2.5 cm y una magnitud de carga de 1400 Kg.

Con la misma lectura, vemos que la primera y única grieta (grieta aislada) de la viga C-1 (con geogrilla de fibra de vidrio) se da para 190 ciclos, con una longitud de 2.2 cm y una magnitud de carga de 1400 Kg. Es decir, igualada en carga con la viga B-1, aparece mucho después: 228 % ciento de efectividad. Y esto si consideramos a la grieta como representativa, lo cual no es, pues es un agrieta aislada.

Como se mencionó anteriormente, la grieta de la viga C-1 no es una grieta representativa, pues no aparece en la vecindad próxima a la grieta generada. Así, es una grieta aislada. Sin embargo la consideramos para efectos de poder comparar la efectividad de la geogrilla de fibra de vidrio con respecto a las demás. Con todo, tampoco se puede negar a ciencia cierta que no sea una grieta originada por los esfuerzos de corte, tensión y flexión provenientes de la grieta generada.

La siguiente gráfica muestra las cargas de fatiga

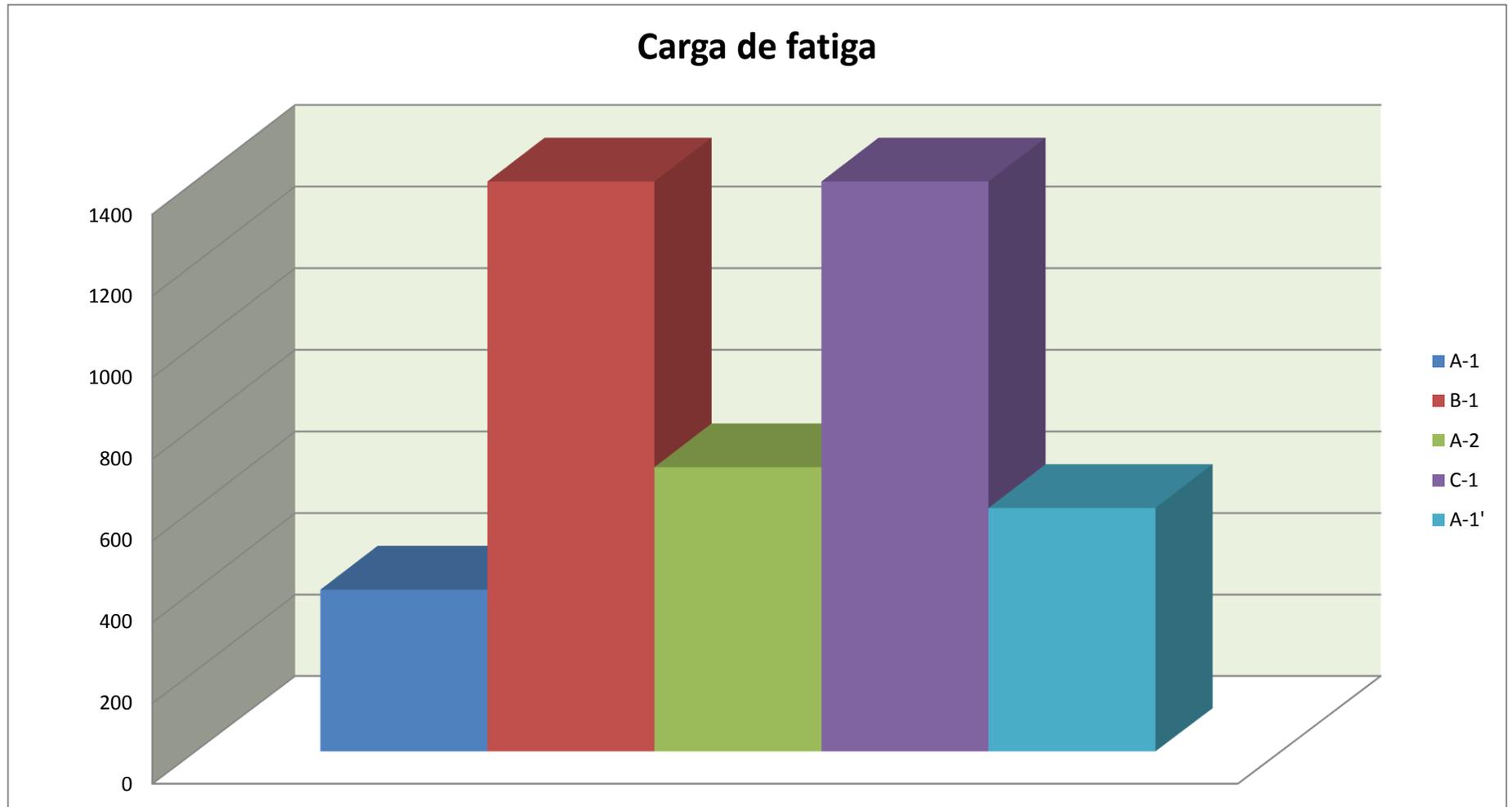


Figura 4.76. Límite de fatiga.

Una gráfica que muestra la evolución de cargas en el tiempo es la siguiente:

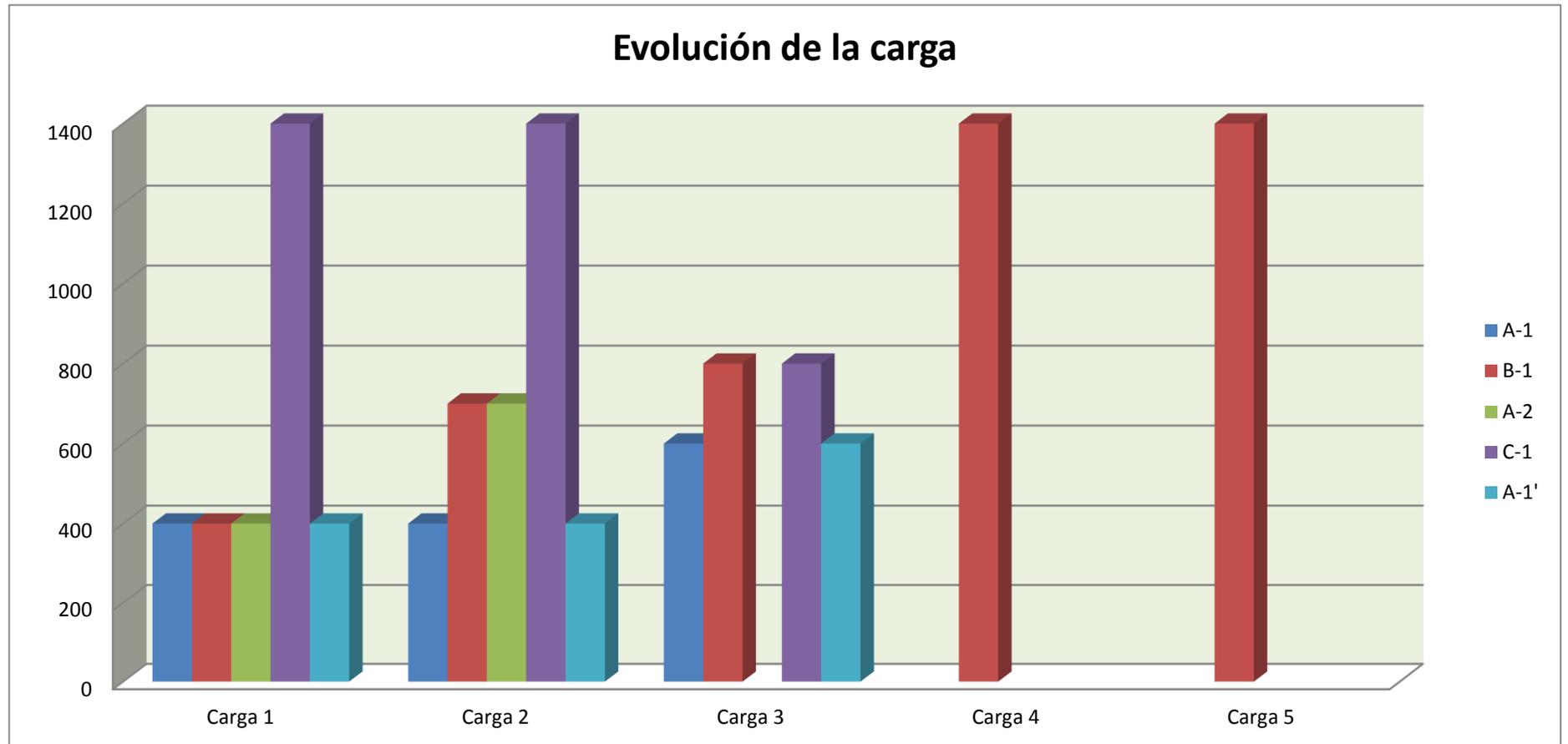


Figura 4.77. Evolución de cargas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La geogrilla de fibra de vidrio es un material con características particulares que la hacen eficiente para retardar la aparición de fisuras debido a las cargas del tráfico, endurecimiento por vejez o cambios de temperatura. Se trató de demostrar el beneficio del material realizando ensayos de carga cíclica que simularan el paso del tránsito. Esto se realizó enmarcando la tesis en conceptos mecanicistas. Se realizaron ensayos comparativos de una viga reforzada con geogrilla de fibra de vidrio, así como con diferentes vigas, las cuales no contenían ningún sistema para retardar la aparición de fisuras o contenían alguno distinto a la geogrilla de fibra de vidrio. De este modo se llegó a las siguientes conclusiones:

1. Tanto la viga con geogrilla de fibra de vidrio, como la viga reforzada con mortero asfáltico, retardan en gran medida la aparición de grietas en la superficie.
2. De los dos sistemas que retardan la reflexión de fisuras en la superficie, la más efectiva resultó ser la geogrilla de fibra de vidrio, con una efectividad 228% superior al mortero asfáltico.
3. El incremento de carga para que fallaran las vigas reforzadas con respecto a las no reforzadas fue de 75%.
4. Los niveles de carga que causan la falla en las vigas reforzadas son del orden de 1400 Kg, en contraste con las vigas no reforzadas, que fallan con una carga promedio de 500 Kg.
5. De entre las muchas grietas que aparecen, las grietas que llegan a la superficie lo hacen partiendo de la grieta generada, o de una vecindad próxima a esa grieta, del orden de 3 cm a cada lado de la grieta generada.
6. Una vez iniciada la falla, los incrementos de las longitudes de grietas se dan de forma súbita.

7. Es posible medir la efectividad con un porcentaje exacto para el caso de la geogrilla de fibra de vidrio respecto del mortero asfáltico, esto porque los dos fallan para un mismo nivel de carga: 1400 Kg. Sin embargo, medir la efectividad en porcentaje, de éstas respecto de las no reforzadas es más complicado puesto que las que no tienen ningún refuerzo fallan para diferentes niveles de carga. Para este último caso es mejor observar en las gráficas, que demuestran dilatadamente los beneficios de reforzar una carpeta.

8. La viga A-1 fue la única que presentó más de una grieta reflejada y lo hizo para un orden de carga de 600 Kg, en cambio la primera grieta lo hizo para una carga de 400 Kg. Es de suponerse que la segunda grieta ya estaba produciéndose en el interior de la viga, puesto que aparece después de sólo 28 ciclos de incrementada la carga.

9. La viga C-1, reforzada con geogrilla de fibra de vidrio, no presentó ninguna grieta reflejada. Sólo presentó una grieta aislada, la cual se tomó para hacer las comparaciones necesarias. Sin embargo no puede sentenciarse que esta grieta no haya sido influenciada por los esfuerzos y deformaciones que ocurren en la grieta generada, puesto que se necesitarían investigaciones más profundas para llegar a esta conclusión.

La viga C-1 fue un caso especial, puesto que se cargó desde un inicio con 1400 Kg para luego disminuir la carga a 800 Kg. Se tomó la decisión de cargarla de un principio con 1400 Kg, puesto que la viga reforzada con mortero asfáltico recién había dado indicios de falla para ese nivel de carga, y teniendo la hipótesis que este material refuerza con más efectividad el pavimento, se decidió hacer ello. No estuvo equivocada la presunción, puesto que ésta presentó la grieta aislada de 2.2 cm a los 190 ciclos, en comparación con la B-1 (reforzada con mortero asfáltico) que presentó la aparición de la grieta reflejada a los 58 ciclos. Luego se tomó la decisión de bajar la carga a 800 Kg, que es la carga patrón, para observar su comportamiento ante el nivel de carga que había afectado a las demás vigas. Es posible que haya sido mejor continuar con los 1400 Kg, e incluso incrementarlos, pero no fue posible por el cronograma de trabajo del laboratorio. Con todo, se mostró la efectividad de la geogrilla de fibra de vidrio.

Las recomendaciones se dan en los siguientes aspectos:

1. Sería conveniente realizar más ensayos de este tipo, con ciertas variaciones, como con un mayor número de vigas, por ejemplo, para así poder obtener datos estadísticos y normar este tipo de ensayos.
2. Es necesario el apoyo del Estado y/o la empresa privada para realizar lo anterior, puesto que la fabricación, y más aún el ensayo mismo es muy costoso.
3. La línea de investigación en el campo de la mecánica de materiales aplicada a la ingeniería de pavimentos, es poca en la actualidad, más aún en nuestro país. La mecánica de materiales tiene que mucho que aportar al estudio de pavimentos, y su inclusión permitiría conocer mejor su comportamiento.
4. Para efectos de costos sería conveniente realizar mayores estudios sobre la utilización de esta técnica de rehabilitación de pavimentos.

APÉNDICES

APÉNDICE A

REPORTE OFICIAL DEL LABORATORIO DE ESTRUCTURAS DEL CISMID: ENSAYO
CÍCLICO EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

El siguiente es el reporte oficial del Laboratorio de Estructuras del CISMID sobre los ensayos realizados en sus instalaciones, el cual fue dirigido por el Ing. Luis Lavado.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES**

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

ENSAYO CICLICO EN PAVIMENTOS FLEXIBLES



INFORME

SOLICITANTE: Bach. Ing. Mijaíl Ramírez Gutiérrez

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS – CISMID

DICIEMBRE, 2012

Lima – Perú



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO-JAPONÉS DE INVESTIGACIONES
SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS



ENSAYO DE CARGA CICLICA EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

Introducción

Con fecha 04 de mayo del 2012, el Bachiller en Ingeniería Mijaíl Ramírez Gutiérrez solicitó al Laboratorio de estructuras del CISMID una propuesta económica para la realización de ensayo de carga cíclica en pavimentos flexibles. En respuesta a dicha solicitud, con fecha 23 de agosto del 2012 el Laboratorio envía su propuesta técnico económica, la cual es aceptada por el solicitante mediante correo electrónico de fecha 15 de octubre del 2012.

El presente informe muestra los resultados de dichos ensayos, describiendo el modo de falla y concluyendo cual es el patrón significativo de las muestras ensayadas.

Prueba de carga cíclica

Este ensayo se realizó para examinar la reflexión de grietas y su propagación hacia la superficie en pavimentos rehabilitados. El procedimiento de ensayo fue proporcionado por el solicitante.

Especímenes

La Figura 1, muestra un esquema de los especímenes que se ensayaron, cuyas dimensiones son las siguientes: Largo: 55 cm, Ancho: 15 cm y Profundidad: 15 cm. En la parte inferior central del espécimen se hizo una ranura para simular una grieta real en el pavimento antiguo la cual se propagaría hacia la superficie bajo la acción de la carga cíclica.

Los especímenes y sus características fueron fabricados y proporcionados por el solicitante, los cuales se indican a continuación.

A-1: Espécimen de pavimento convencional, sin ningún tipo de refuerzo que retarde la reflexión de fisuras por la fatiga

A-2: Espécimen de pavimento convencional, sin ningún tipo de refuerzo que retarde la reflexión de fisuras por la fatiga

B-1: Espécimen con refuerzo de mortero asfáltico (arena-cemento)

C-1: Espécimen con refuerzo de geogrilla de fibra de vidrio (especie de geotextil), compuesto por hilos de fibra de vidrio, cubiertas por un polímero elastomérico que crea una estructura en forma de malla.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO-JAPONÉS DE INVESTIGACIONES
SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

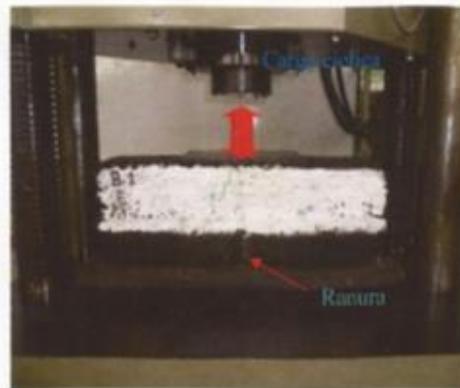


Figura 1 Espécimen en la maquina universal.

Procedimiento de ensayo

El ensayo fue realizado con una máquina Universal Hidráulica SHIMADZU UH F500kN de 50 toneladas de capacidad. El ensayo debía simular el paso de un vehículo, para conseguirlo se aplicó una carga cíclica (carga y descarga.). La carga se aplicó en el centro de la viga sobre una plancha de acero de dimensión 20 cm. x 15 cm x 10 mm de espesor, la frecuencia y el número de ciclos son presentados en los cuadros de datos de cada ensayo.

Durante el ensayo la viga permaneció apoyada en una plancha de goma que simulaba las características semielásticas de la base, dejando que la viga se curvara bajo la carga y se recupera al descargarla.

Se midió la longitud de la grieta que se produjo por efecto de la carga cíclica alrededor de la ranura y que se propagaba hacia la superficie, tal como se ve en la Figura 2 y en la Figura 3. Para obtener una mejor visualización de la propagación de la grieta, las caras laterales de los especímenes fueron pulidas y posteriormente pintadas con pintura de color blanco.

Ensayo de espécimen A-1

El ensayo se realizó durante tres días, tal como se aprecia en la Tabla 1, generándose un total se realizaron 470 ciclos de carga y descarga.

El primer día se realizaron 70 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.20 Hz, hasta un máximo de 400 kg. En el ciclo 35 empezaron a aparecer grietas aisladas.

El segundo día se realizaron 200 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.17 Hz, hasta un máximo de 400 kg. En el ciclo 135 las grietas que aparecieron en el primer día se propagaron más y llegaron a la superficie superior del espécimen.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO-JAPONÉS DE INVESTIGACIONES
SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS



El tercer día se realizaron 200 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.24 Hz, hasta un máximo de 600 kg. En el ciclo 28 aparece otra grieta que también se propaga hasta la superficie superior del espécimen.

Fecha	Especimen	# ciclos	Carga máx. (kg)	Frecuencia (Hz)	Aparición de grietas		Observaciones
					Ciclo	Longitud (cm)	
23/10/2012	A-1	70	400	0.20	35		Grietas aisladas
24/10/2012	A-1	200	400	0.17	135 170	2 7	Grieta llega a la superficie
25/10/2012	A-1	200	600	0.24	28 190	3 5	Aparece nueva grieta y llega a la superficie

Tabla 1. Resultados de ensayo de espécimen A-1

Ensayo de espécimen B-1

El ensayo se realizó durante cuatro días, tal como se presenta en la Tabla 2. En total se realizaron 670 ciclos de carga y descarga.

El primer día se realizaron 70 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.05 Hz, hasta un máximo de 400 kg. No aparecieron grietas. Luego se realizaron 300 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.18 Hz, hasta un máximo de 700 kg. Apareció una grieta de 1 cm. de longitud en el ciclo 300.

El segundo día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.17 Hz, hasta un máximo de 800 kg. Solo aparecieron grietas aisladas de aproximadamente 1 cm de longitud.

El tercer día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.10 Hz, hasta un máximo de 1400 kg. En el ciclo 58 aparece una grieta de 2.5 cm que se inicia alrededor de la ranura.

El cuarto día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.10 Hz, hasta un máximo de 1400 kg. La grieta que apareció en el tercer día creció hasta 7.5 cm y llegó a la superficie superior del espécimen en el ciclo 34.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO-JAPONÉS DE INVESTIGACIONES
SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS



Fecha	Especimen	# ciclos	Carga máx. (kg)	Frecuencia (Hz)	Aparición de grietas		Observaciones
					Ciclo	Longitud (cm)	
29/10/201	B-1	70	400	0.05			Grieta aislada
29/10/202	B-1	300	700	0.18	50	1	
30/10/2012	B-1	100	800	0.17	300	1	Grieta aislada
05/11/2012	B-1	100	1400	0.10	58	2.5	Grieta alrededor de la ramura
06/11/2012	B-1	100	1400	0.10	10 34	6.5 7.5	La grieta se propaga hasta la superficie

Tabla 2. Resultados de ensayo de espécimen B-1

Ensayo de espécimen A-2

El ensayo se realizó durante dos días, tal como se ve en la Tabla 3. En total se realizaron 200 ciclos de carga y descarga.

El primer día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.06 Hz, hasta un máximo de 400 kg. En el ciclo 24 empezaron a aparecer grietas aisladas de 1 cm y 2.5 cm.

El segundo día se realizaron 100 ciclos de carga y descarga a una frecuencia de 0.17 Hz, hasta un máximo de 700 kg. En el ciclo 13 aparece otra grieta que se propaga hasta la superficie superior del espécimen alcanzando una longitud de 12 cm.

Fecha	Especimen	# ciclos	Carga máx. (kg)	Frecuencia (Hz)	Aparición de grietas		Observaciones
					Ciclo	Longitud (cm)	
07/11/2012	A-2	100	400	0.06	24 80 100	1 1 2.5	Aparecen grietas aisladas
09/11/2012	A-2	100	700	0.17	13 56	8 12	Grietas llegan a la superficie

Tabla 3. Resultados de ensayo de espécimen A-2



APÉNDICE B

HOJAS DE CÁLCULO UTILIZADAS EN LAS GRÁFICAS

Las siguientes son las hojas de cálculo utilizadas en las gráficas de los resultados de los ensayos de laboratorio.

VIGA A-1				
# ciclos	Longitud de grieta (cm.)	Carga máxima (kg)	Frecuencia (Hz.)	Periodo (s)
0	0			
205	2			
240	7			
470	7			
		Carga máxima (kg)		
0		400		
70		400		
71		400		
270		400		
271		600		
470		600		
			Frecuencia (Hz)	
0			0.2	
70			0.2	
71			0.17	
270			0.17	
271			0.24	
470			0.24	
				Periodo (s)
0				5
70				5
71				5.9
270				5.9
271				4.2
470				4.2

Tabla B-1 Hojas de cálculo para las gráficas de la viga A-1.

A-1'	
# ciclos	Longitud de grieta (cm.)
0	0
298	3
460	5
470	5

Tabla B-2 Hojas de cálculo para las gráficas de la grieta A-1'

VIGA B-1				
# ciclos	Longitud de grieta (cm)	Carga máxima	Frecuencia (Hz.)	Periodo (s)
0	0			
528	2.5			
580	6.5			
604	7.5			
670	7.5			
		Carga máxima		
0		400		
70		400		
71		700		
370		700		
371		800		
470		800		
471		1400		
570		1400		
571		1400		
670		1400		
			Frecuencia (Hz)	
0			0.05	
70			0.05	
71			0.18	
370			0.18	
371			0.17	
470			0.17	
471			0.1	
570			0.1	
571			0.1	
670			0.1	
				Periodo (s)
0				20.0
70				20.0
71				5.6
370				5.6
371				5.9
470				5.9
471				10.0
570				10.0
571				10.0

Tabla B-3 Hojas de cálculo para las gráficas de la viga B-1.

VIGA A-2				
# ciclos (acumulado)	Longitud de grieta (cm)	Carga máxima (kg)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
0	0			
113	8			
156	12			
200	12			
		Carga máxima (kg)		
0		400		
100		400		
101		700		
200		700		
			Frecuencia (Hz)	
0			0.06	
100			0.06	
101			0.17	
200			0.17	
				Periodo (s)
0				16.7
100				16.7
101				5.9
200				5.9

Tabla B-4 Hojas de cálculo para las gráficas de la viga B-1.

Longitud máxima de grietas				
		Longitud máxima de grieta (cm)		
A-1	A-2	B-1	C-1	A-1'
7	12	7.5	2.2	5

Tabla B-6 Hojas de cálculo para la gráfica de longitud máxima de grietas.

VIGA A-1			VIGA B-1		
# ciclos	Longitud de grieta (cm.)	Carga (kg)	# ciclos (acumulado)	Longitud de grieta (cm)	Carga (kg)
0	0				
205	2	400	0	0	
			58	2.5	1400
Viga A-1'			VIGA C-1		
# ciclos	Longitud de grieta (cm.)	Carga (kg)	# ciclos	Longitud de grieta (cm)	Carga (kg)
0	0				
28	3	600	0	0	
			190	2.2	1400
			300	2.2	

Tabla B-7 Hojas de cálculo para las gráficas que incluyen la carga de fatiga.

Evolución de cargas					
Viga	Carga 1	Carga 2	Carga 3	Carga 4	Carga 5
A-1	400	400	600		
B-1	400	700	800	1400	1400
A-2	400	700			
C-1	1400	1400	800		
A-1'	400	400	600		

Tabla B-8 Hojas de cálculo para las gráficas de evolución de las cargas.

VIGA A-1			VIGA B-1		
----------	--	--	----------	--	--

# ciclos	Longitud de grieta (cm.)	Carga (kg)	# ciclos (acumulado)	Longitud de grieta (cm)	Carga (kg)
0	0				
205	2	400	0	0	
240	7		528	2.5	1400
470	7		580	6.5	
			604	7.5	
			670	7.5	
A-1'			VIGA C-1		
# ciclos	Longitud de grieta (cm.)	Carga (kg)	# ciclos	Longitud de grieta (cm)	Carga (kg)
0	0				
298	3	600	0	0	
460	5		190	2.2	1400
470	5		300	2.2	
VIGA A-2			VIGA B-1		
# ciclos (acumulado)	Longitud de grieta (cm)	Carga (kg)	# ciclos (acumulado)	Longitud de grieta (cm)	Carga (kg)
0	0		0	0	
113	8	700	528	2.5	1400
156	12		580	6.5	
200	12		604	7.5	
			670	7.5	

Tabla B-9 Hojas de cálculos para las gráficas de aparición de grietas respecto del tiempo y carga.

APÉNDICE C

GRÁFICAS ALTERNATIVAS

La siguiente gráfica alternativa muestra las primeras coordenadas de la propagación de grietas, respecto del tiempo y carga.

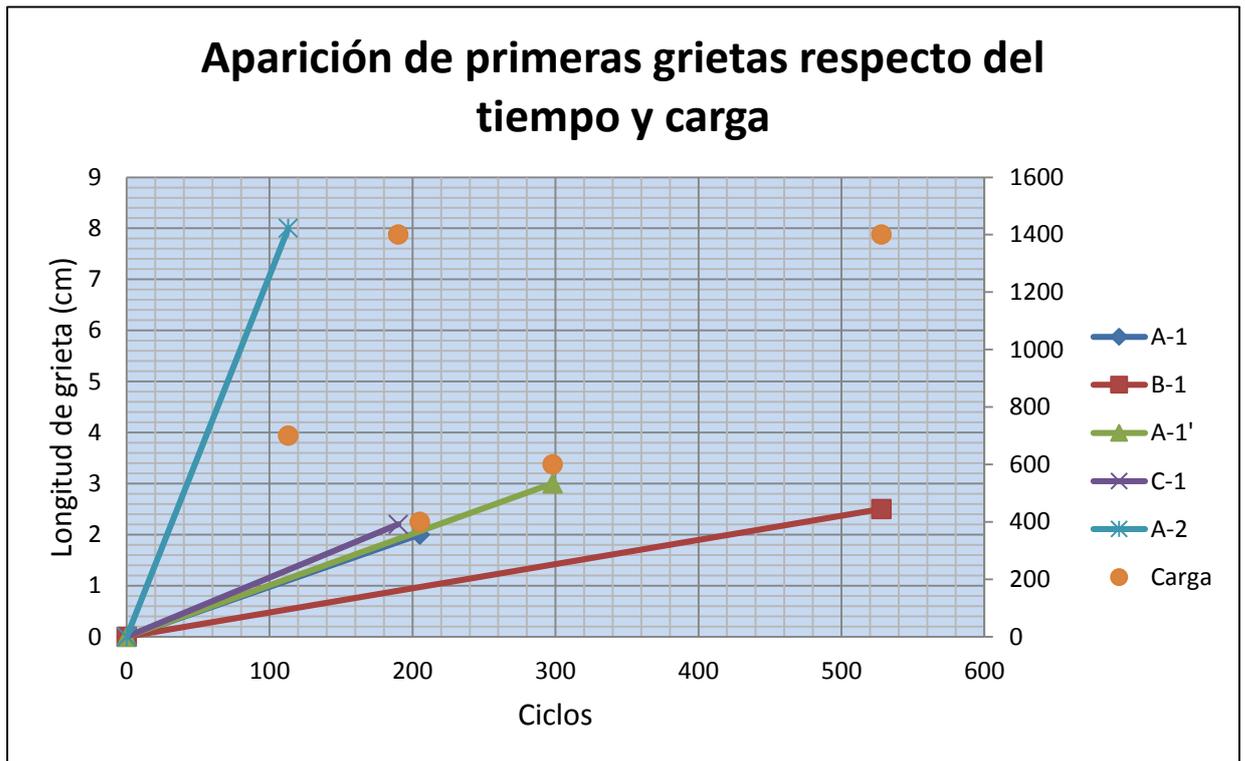


Gráfico C-1 Primeras coordenadas de evolución de grietas.

APÉNDICE D

ANEXO FOTOGRÁFICO

Las siguientes fotos fueron tomadas en la ciudad de Santiago de Chile, en las instalaciones de EMIN.



Fig. D.1 Frontis de la bodega de almacenamiento.



Fig. D.2 Material a punto de salir de planta.



Fig. D.3 Otra vista interna del material a punto de salir de planta.



Fig.D.4 Recubrimiento del material para protegerlo de la intemperie.



Fig. D.5 Con el jefe de planta de EMIN.



Fig. D.6 Equipo para manipulación del material.

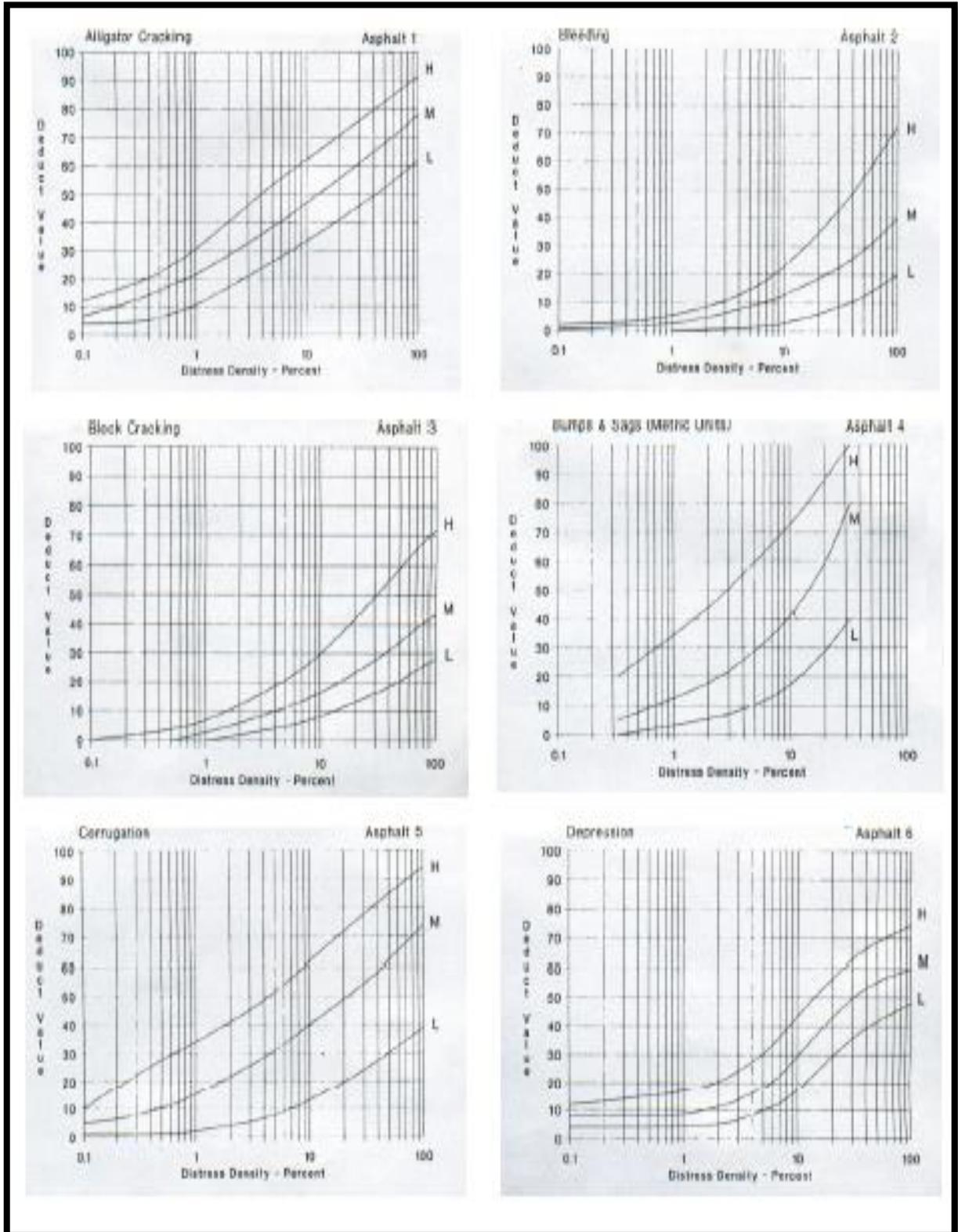


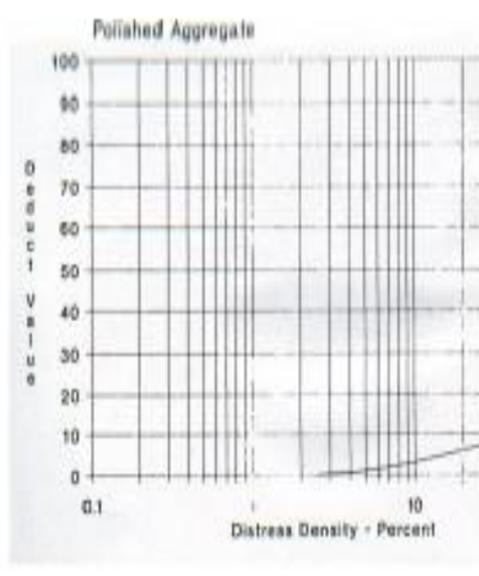
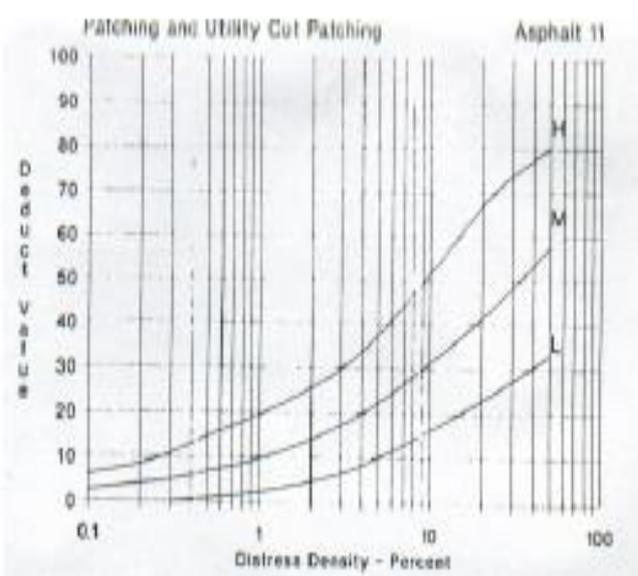
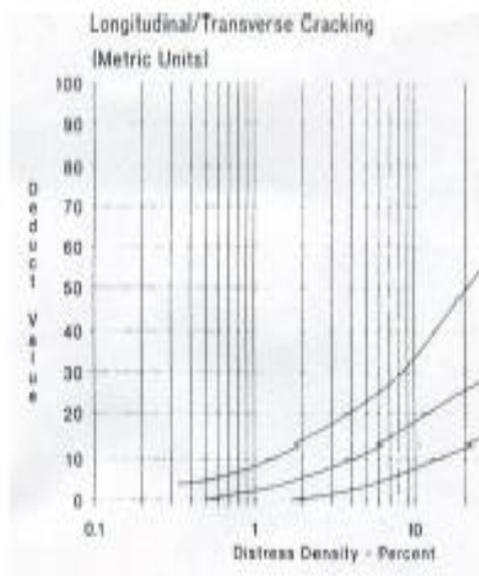
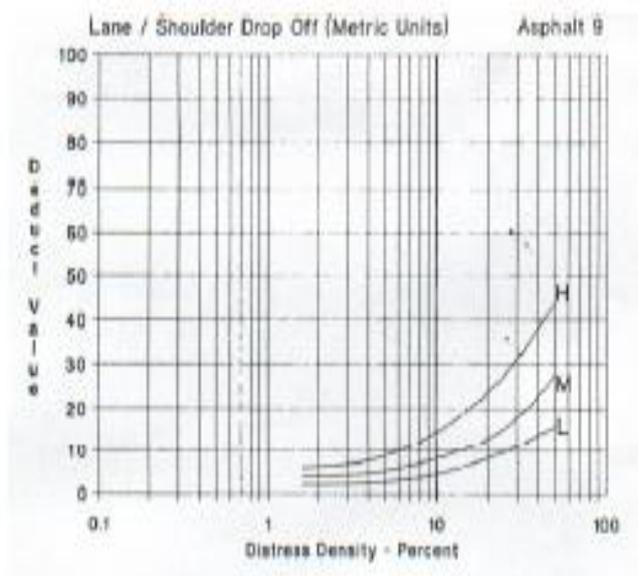
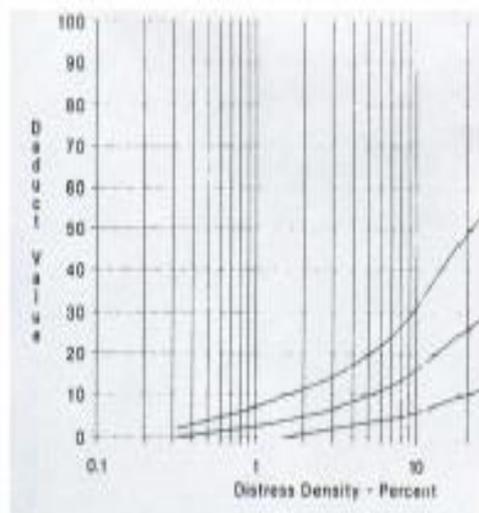
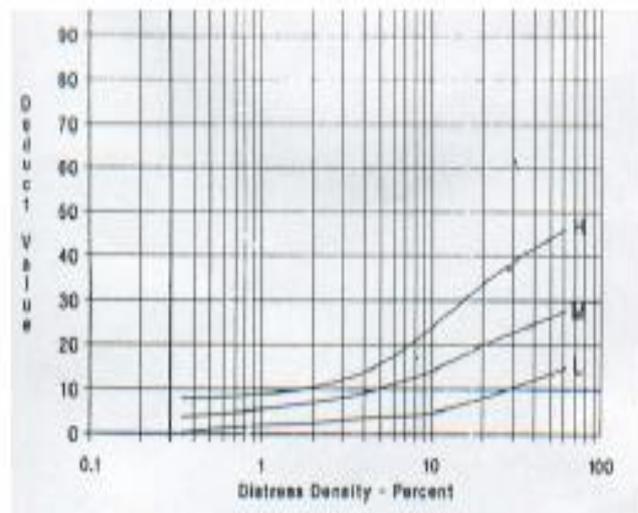
Fig. D.7 Con el ing. coordinador de proyectos de EMIN.

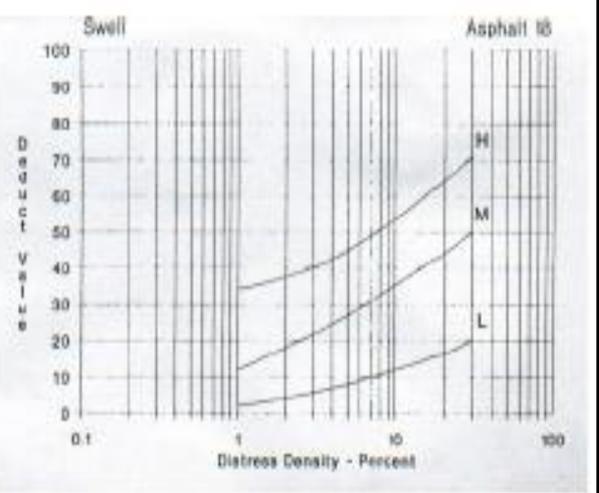
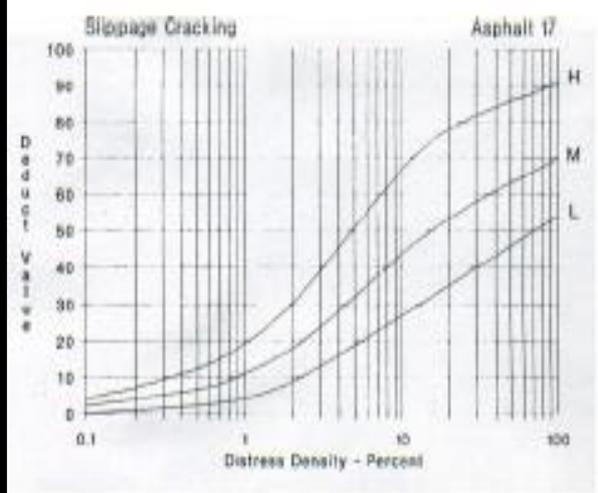
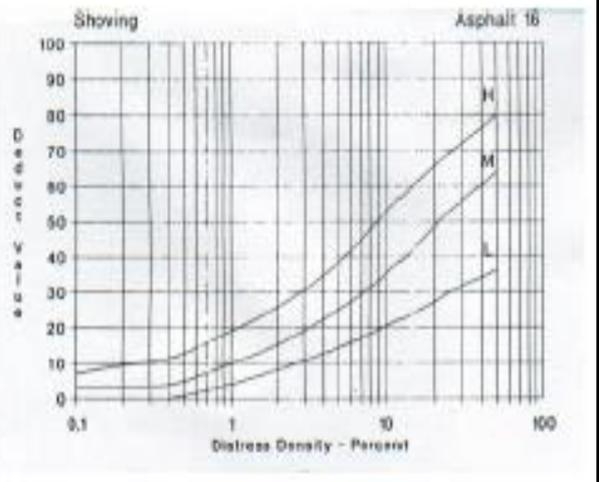
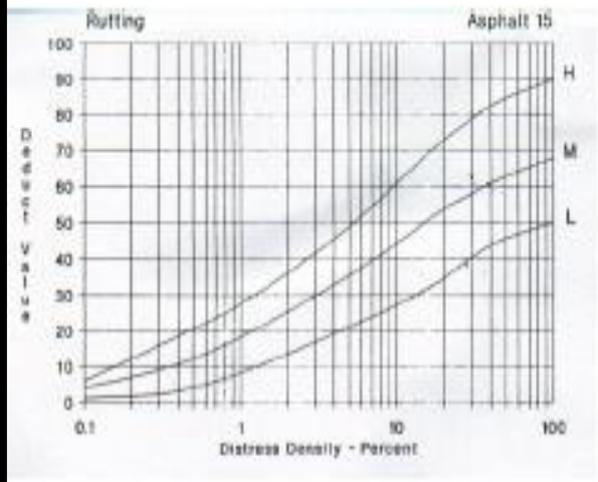
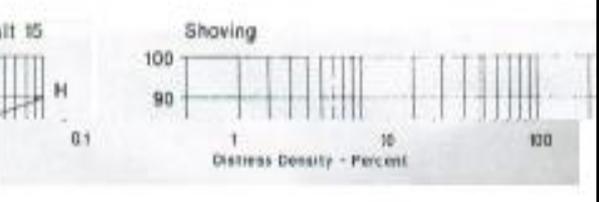
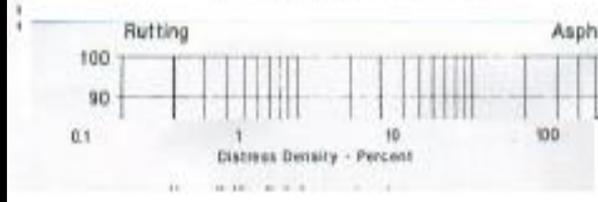
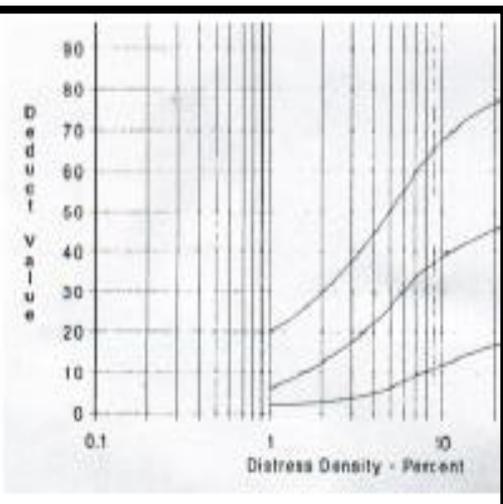
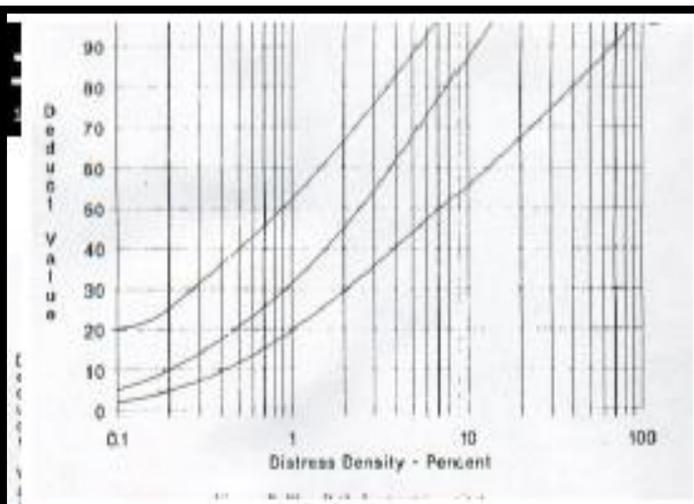
APÉNDICE E

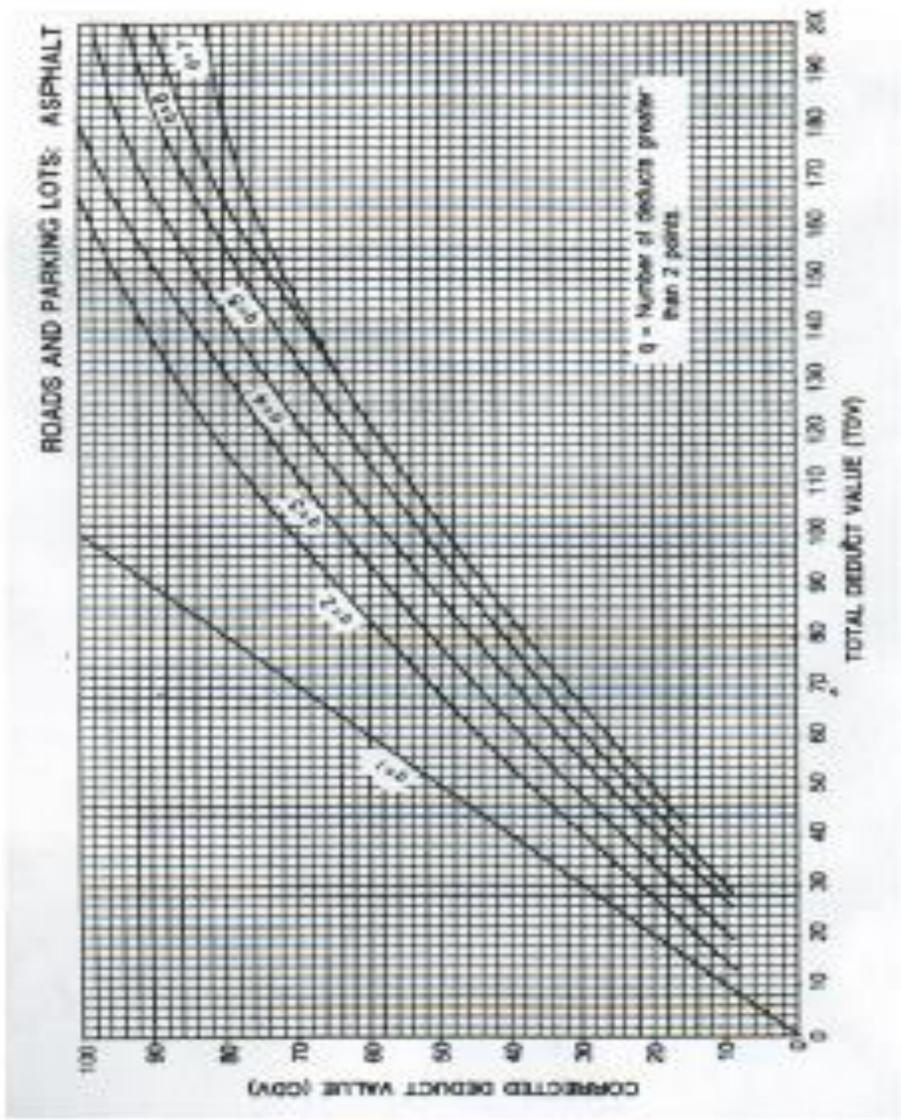
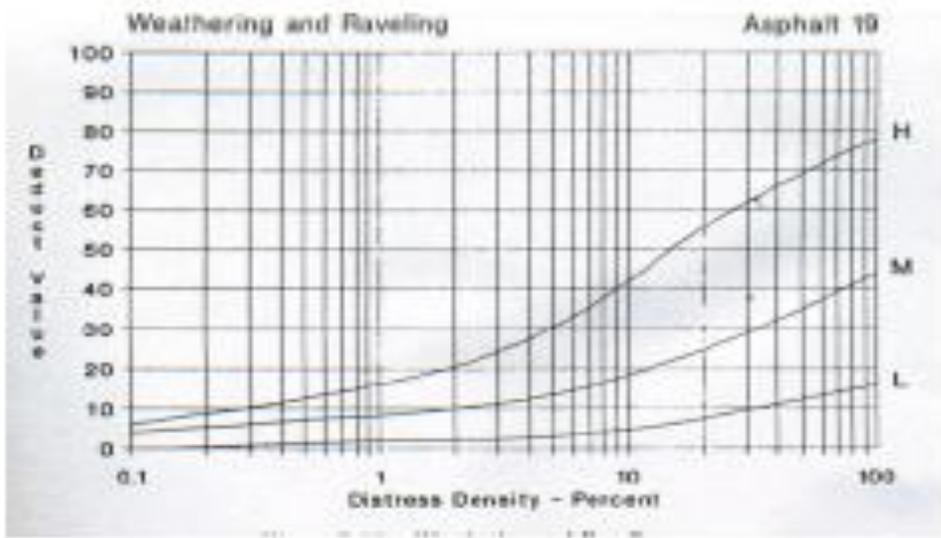
CURVAS “VALOR DEDUCIDO DE DAÑO”

Las siguientes curvas se utilizan en los cálculos del PCI para pavimentos asfálticos:









APENDICE F

BROCHURE DE EMIN SOBRE LA GEOGRILLA DE FIBRA DE VIDRIO

El siguiente es el brochure que da la empresa EMIN S.A., con sede en Santiago de Chile acerca del producto Geogrilla de fibra de vidrio.

REFUERZO DE RECAPADO ASFALTICO



EMIN
SISTEMAS
GEOTECNICOS S.A.

REFUERZO DE RECAPADO ASFALTICO

El recapado asfáltico es un recurso ampliamente utilizado en la recuperación de pavimentos y presenta un desafío recurrente: "evitar el surgimiento de grietas reflejadas".

Estas grietas no son más que una imagen reflejada de las fisuras o juntas de dilatación que el pavimento pretende recuperar y su surgimiento indica inequívocamente un proceso de destrucción del recapado. La tendencia predominantemente de los principales países europeos y americanos ha sido la utilización de una geogrida de refuerzo de alto módulo de elasticidad. La función principal es absorber las tensiones provenientes de las dilataciones o deformaciones de las placas de pavimento antiguas, provocadas por el tráfico de vehículos o dilatación y contracción térmica de los elementos del pavimento antiguo. El refuerzo de fibra de vidrio absorbe así las capacidades que, de otro modo, estarían actuando sobre la capa de rodado aumentando su capacidad de deformación elástica. Este fenómeno reduce la falla del material por fatiga y es particularmente eficaz en ambientes de altas temperaturas, donde normalmente disminuyen las propiedades mecánicas del asfalto.

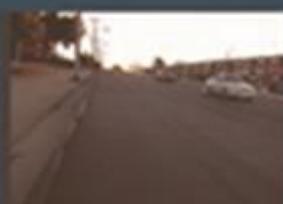


VENTAJAS Y BENEFICIOS

- Alto módulo elástico aproximadamente 20 veces más que el asfalto.
- Es inmune al fenómeno "creep" (pérdida de resistencia a largo plazo).
- Resistente a altas temperaturas 200 C°.
- La fibra de vidrio compuesta principalmente de sílice permite el frizado futuro de la capa de rodado.
- Alta resistencia a la corrosión.

APLICACIONES

- Recapado sobre pavimento antiguo de hormigón.
- Recapado sobre pavimento antiguo de Asfalto.
- Reflexión de grietas.
- Aumento del número de ciclos antes de falla.





EMIN
SISTEMAS
GEOTECNICOS S.A.

Félix de Amestí 90 - Piso 1, Las Condes Santiago - Fono 299 8000 Fax 206 64 68
www.sistemasgeotecnicos.cl - geomin@emin.cl

BIBLIOGRAFÍA

- Beer, F., y Johnston, E. (2004). *Mecánica de materiales* (3a. ed.). México D.F: Mc. Graw Hill Interamericana.
- Céspedes, J. (2002). *Los pavimentos en las vías terrestres, calles, carreteras y aeropistas* (1a. ed.). Cajamarca: Talleres Gráficos de la Editorial de la Universidad Nacional de Cajamarca.
- Cleveland, G., Button, J., y Lytton, R. (2002). *Geosynthetics in Flexible and Rigid Pavement Overlay Systems to Reduce Reflection Cracking*. Texas (E.E.U.U.): Transportation Institute, y The Texas A&M University System College Station. Recuperado en Octubre de 2012, de <http://d2dtl5nmlpfr0r.cloudfront.net/tti.tamu.edu/documents/1777-1.pdf>
- Huamán, M. (2011). *Curso básico de pavimentos asfálticos* [diapositiva]. Lima: U.R.P.
- *Hydraulic Universal Testing Machines UH-X/FX Series*. Kyoto: Shimadzu Corporation. Recuperado en Noviembre de 2012, de http://www.shimadzu.com/an/test/universal/uh-x_fx-2.html
- México, Instituto Mexicano del Transporte (2002). *Mecánica de Materiales para Pavimentos*. México D.F: Secretaria de Comunicaciones y Transporte.
- Montejo, A. (2002). *Ingeniería de pavimentos para carreteras* (2a. ed.). Santa fe de Bogotá: Universidad Católica de Colombia Ediciones y Publicaciones.
- Pardo, M., y Canata, M. (2002, Noviembre). *Malla metálica para la reflexión de grietas en recapados asfálticos*. Trabajo presentado en el 6° Congreso Internacional PROVIAL. Chillan, Chile.
- Perú, Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (2013). *Ensayo Cíclico en Pavimentos Flexibles*. Lima: CISMID.
- Reccius, G. Análisis crítico: *Comportamiento de refuerzos en la recuperación de pavimentos*. Santiago (Chile): EMIN S.A. Recuperado en Junio de 2012, de <http://www.sistemasgeotecnicos.cl/Upload/Refuerzos%20Asfalto%20DocMPZ002.pdf>
- *Sistema de Refuerzo para Pavimentos*. (2008). Atlanta: Tensar International. Recuperado en Mayo de 2012, de http://www.tensarcorp.com/uploadedFiles/ISPN_GG_BRO_3.08.pdf

- Valenzuela, M. (2003). *El Asfalto, en la Conservación de Pavimentos*. Tesis para optar el título de Ingeniero Constructor. Escuela de Construcción Civil. Universidad Austral de Chile. Valdivia, Chile.
- Vásquez, L. (2002). *Pavement condition index (PCI) para pavimentos asfálticos y de concreto en carreteras*. Manizales (Colombia): Camineros en la red. Recuperado en Junio de 2012, de <http://www.camineros.com/docs/cam036.pdf>