

Deformaciones permanentes en mezclas asfálticas

2.1. Introducción

Las mezclas asfálticas son una combinación de agregados pétreos y cemento asfáltico que forman parte de un sistema multicapa denominado pavimento. Estas, están destinadas a ser la capa de rodadura así como a proteger a las capas granulares de base subyacente de las inclemencias climáticas y de la circulación de los vehículos. Por otro lado son las que reciben la incidencia directa de las cargas debiendo absorber la mayor parte de esa energía. Por tanto el desempeño (performance) de una mezcla asfáltica es de gran importancia para asegurar:

- Confort y resistencia al tránsito.
- Resistencia a las condiciones climáticas.
- Reducir las tensiones provocadas por el tránsito a valores admisibles para la base granular por debajo de ella.

Varios factores afectan el desempeño de un pavimento incluyendo la temperatura, la tensión de carga, el envejecimiento y la humedad. La valoración del desempeño de una mezcla asfáltica debe ser parte primordial del diseño de manera de obtener un pavimento resistente y durable a lo largo de su vida útil.

Actualmente los pavimentos son sometidos a mayores volúmenes de tránsito, mayores cargas y condiciones climáticas extremas. El diseño, caracterización y evaluación del pavimento en laboratorio se hace estudiando su comportamiento teniendo en cuenta los diferentes modos de falla. Las fallas que presenta un pavimento pueden dividirse en fisuraciones (térmica o por fatiga) y deformaciones permanentes. Una breve descripción de cada una de ellas se realiza a continuación.

2.2. Fisuración

La fisuración es un fenómeno complejo que puede ser causado por varios factores. Se asocia con tensiones inducidas en el pavimento producto de las cargas de tránsito, variaciones de temperatura o una combinación de ambas. Una mezcla asfáltica, a partir

de contener un ligante asfáltico, tiene un comportamiento visco elástico. Si una mezcla asfáltica es sometida a una deformación que se mantiene constante en el tiempo una tensión se induce en la misma. Dependiendo de la temperatura, esa tensión se disipará más o menos rápido. Esto se conoce como relajación. A altas temperaturas la relajación se produce en pocos minutos mientras que puede llevar horas, o incluso días, a bajas temperaturas del pavimento.

La fisuración ocurre cuando la tensión inducida por las cargas de tránsito y/o variaciones térmicas excede la resistencia a tracción de la mezcla. Este punto no se alcanza inmediatamente sino que se produce en sucesivos ciclos de carga y descarga que van consumiendo la capacidad de la mezcla de resistir las tensiones inducidas.

Es conocido que el asfalto en la mezcla va sufriendo a lo largo del tiempo un proceso de oxidación y envejecimiento. Esto genera un endurecimiento del ligante y una disminución en su capacidad de relajación. Esto reduce la resistencia a la fisuración de una mezcla asfáltica.

La fisuración presenta diferentes formas, las más frecuentes son fisuras longitudinales, fisuras transversales y fisuración refleja, figura 2.1. Las fisuras longitudinales se ubican principalmente en la huella de circulación del tránsito, las transversales pueden indistintamente presentarse en la huella o fuera de ella. A medida que el daño aumenta las fisuras se empiezan a interconectar formando una red que es la que se conoce como piel de cocodrilo, figura 1. Las fisuras reflejas se deben a la reflexión de fisuras subyacentes en una capa inferior y no a causas propias de la mezcla.



Figura 2.1. Tipos de fisuración en pavimentos asfálticos.

En forma más general se habla de fisuración por fatiga y fisuración térmica. La fisuración por fatiga se asocia a temperaturas medias del pavimento entre 10 a 30 °C y es producto de la acción sucesiva de las cargas o de ciclos térmicos. Por su parte la fisuración térmica se produce en un solo ciclo de enfriamiento. La mezcla se enfría y, al impedir las capas inferiores la libre contracción, se generan tensiones que de superar la resistencia a tracción provocarán la fisuración. Este tipo de fisuración se da a temperaturas muy por debajo de los 0 °C.

2.3. Deformaciones permanentes

Las deformaciones permanentes o ahuellamientos son el deterioro caracterizado por la existencia de una sección transversal de la superficie que ya no ocupa su posición original. Se llama deformación "permanente" pues representa la acumulación de pequeñas deformaciones producidas con cada aplicación de carga que son irreversibles. En las mezclas asfálticas son uno de los modos de falla más frecuentes que se producen sobre los pavimentos y consisten en una depresión canalizada en la huella de circulación de los vehículos, figura 2.2. Este proceso se ve favorecido por la acción combinada de elevados niveles de tránsito, tránsito pesado y/o lento y altas temperaturas. Los pavimentos asfálticos ahuellados tienen una seguridad deficiente porque los surcos que se forman retienen suficiente agua para provocar hidroplaneo o acumulación de hielo.



Figura 2.2. Deformaciones permanentes.

Si bien el ahuellamiento puede tener varias causas hay dos principales, la falla estructural de la subrasante y la falla de la carpeta asfáltica.

El ahuellamiento por falla de la subrasante se genera por la aplicación repetida de carga al suelo natural; subbase o base por debajo de la capa asfáltica, figura 2.3a; la cual cede y se deforma. Frecuentemente este ahuellamiento es el resultado de una sección de pavimento demasiado delgada sin la suficiente profundidad para reducir, a niveles tolerables, las tensiones sobre la subrasante cuando las cargas son aplicadas. También se puede deber a una escasa compactación de las capas de suelo o podría ser el resultado de una subrasante debilitada por el ingreso inesperado de agua. En este caso la acumulación de la deformación permanente ocurre más en la subrasante que en las

capas asfálticas. Aunque la utilización de materiales viales más rígidos reduce parcialmente este tipo de ahuellamiento, el fenómeno es normalmente considerado más un problema estructural que un problema de los materiales.

El otro tipo principal de ahuellamiento se debe a la acumulación de deformaciones en las capas asfálticas. Este tipo de ahuellamiento es causado por una mezcla asfáltica cuya resistencia al corte es demasiado baja para soportar las cargas pesadas repetidas a las cuales está sometida, figura 2.3b. A veces el ahuellamiento ocurre en una capa superficial débil. En otros casos, la capa superficial no es en sí misma propensa al ahuellamiento, pero acompaña la deformación de una capa asfáltica inferior más débil. Las deformaciones permanentes se producen primero con un cambio de volumen debido a la compactación por el paso del tránsito; luego se producen deformaciones a volumen constante por flujo de la mezcla. Finalmente, se produce un tercer estado denominado tercer flujo en el cual la mezcla pierde la capacidad de tomar carga y se deforma rápidamente, este proceso está asociado con cambios de volumen en la mezcla asfáltica.

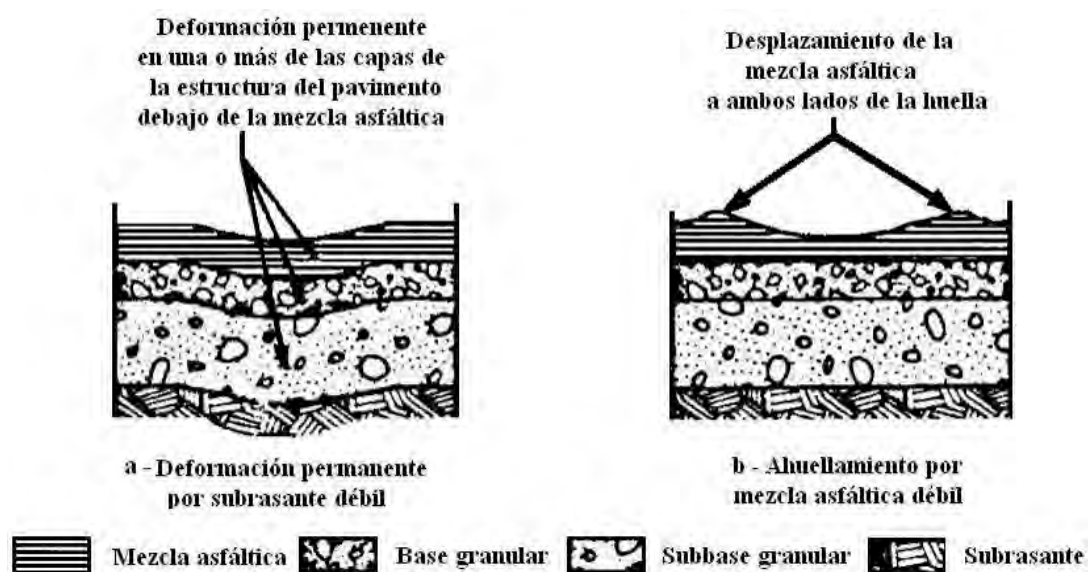


Figura 2.3. Tipos de ahuellamientos.¹

El perfil transversal de la deformación es diferente en cada caso (ahuellamiento de la mezcla o de capas de suelo interiores), y es relativamente fácil de distinguir cuando se produce uno u otro. Cuando la deformación proviene de la subrasante debilitada la mezcla asfáltica acompañará dicha deformación observándose un descenso del nivel de la mezcla coincidente con la huella de circulación. Por su parte cuando la deformación es debida a la mezcla asfáltica se produce, además del descenso de la mezcla en coincidencia con la huella, un ascenso de la misma en los laterales de la huella de circulación. Este tipo de movimiento no es ni más ni menos que una típica falla de corte.

Por lo general será conveniente adoptar la palabra ahuellamiento (rutting en inglés) para referirse a la deformación permanente de la mezcla asfáltica, y utilizar la palabra deformación para referirse a las deformaciones de las capas subyacentes. El que nos

¹ Figura adaptada del Nchrp report N° 468

ocupa aquí es el ahuellamiento de la capa asfáltica que ocurre por la acumulación de pequeñas deformaciones plásticas de la mezcla que ocurren cada vez que se aplica una carga sobre el pavimento.

2.3.1. El rol del asfalto

El asfalto tiene una interesante propiedad con la variación de temperatura, su susceptibilidad térmica. A bajas temperaturas el ligante tiene el comportamiento de un sólido elástico mientras que a altas temperaturas el mismo es el de un fluido viscoso puro. En el medio se produce una transición entre los dos estados presentando un comportamiento visco-elástico, figura 2.4. Debido a esto es importante tener en cuenta las condiciones de temperatura a las que será expuesto el pavimento, a bajas temperaturas se tendrá una mezcla que puede sufrir fisuración y a altas temperaturas ahuellamientos.

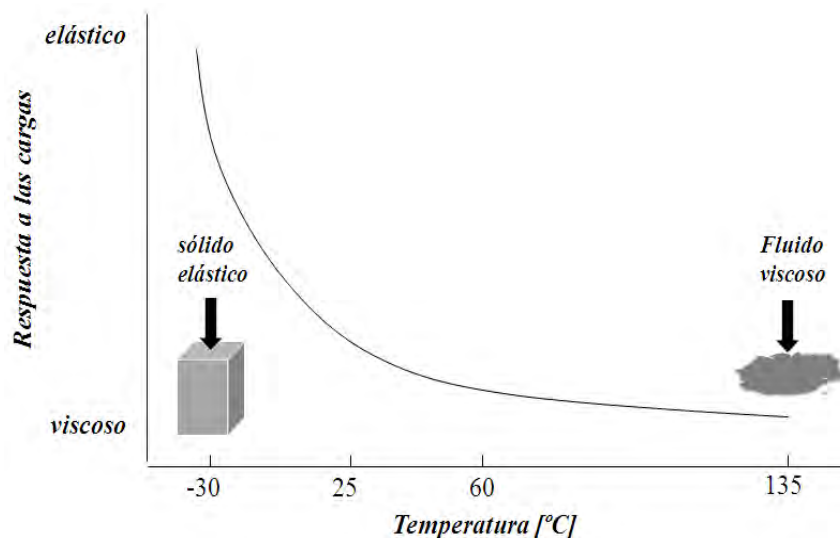


Figura 2.4. Cambio en el comportamiento del asfalto en función de la temperatura.

El ahuellamiento de las mezclas asfálticas débiles es, por tanto, un fenómeno asociado a las altas temperaturas para el pavimento, y es más probable que ocurra en verano (en ocasiones el ahuellamiento se puede producir en forma parcial en dos o tres veranos consecutivos), figura 2.5. A estas temperaturas el asfalto se comporta más como un fluido viscoso que como un sólido elástico, por lo que aumenta la componente plástica de deformación del mismo y aumentan en consecuencia las deformaciones remanentes. Este comportamiento del ligante se traslada a la mezcla. Si la rigidez del ligante no es suficiente, no es capaz de sujetar las partículas de agregado en su sitio y éstas pueden moverse compactando el esqueleto hacia una configuración más densa, pudiendo ocurrir exudaciones y deformaciones excesivas en la superficie.

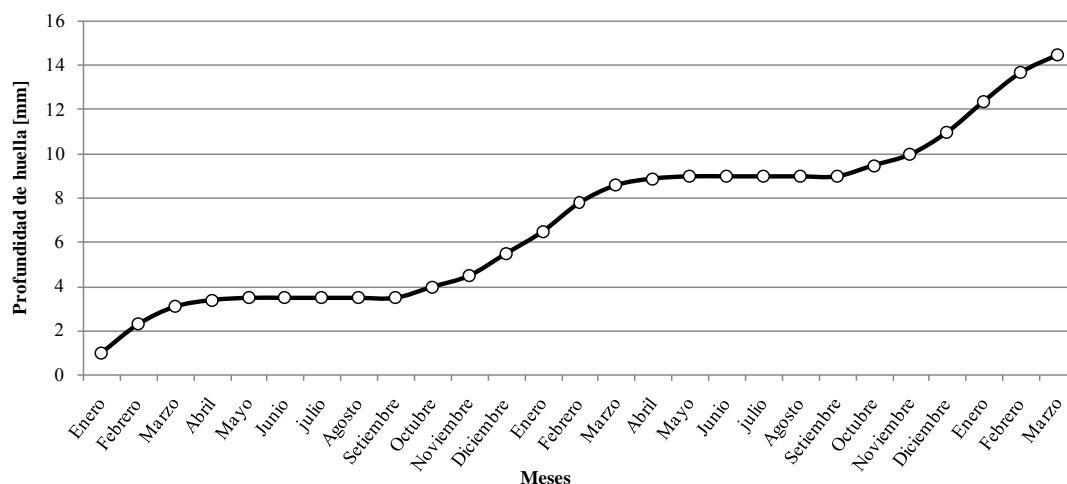


Figura 2.5. Acumulación de deformaciones permanentes en sucesivos veranos.

2.3.2. Las cargas de tránsito

Las cargas pesadas tienen un papel preponderante en el ahuellamiento y a que aumentan la magnitud de las deformaciones y por lo tanto aumentan la tasa de deformación de la mezcla. Las cargas pesadas las producen los camiones, que se ve acrecentado si los mismos circulan a bajas velocidades. Este es otro factor que también aporta al problema de la huellamiento. A bajas velocidades la respuesta del ligante asfáltico se da con una menor rigidez, producto de que tiene tiempo para relajar las tensiones, y así se aumenta la componente plástica e irrecuperable de las deformaciones. Este es un efecto equivalente a un aumento de la temperatura de servicio.

En el análisis de las cargas actuantes se debe tener en cuenta el peso y el número de vehículos que van a circular durante la vida útil del pavimento. No es posible llegar al conocimiento exacto de estos números, pudiéndose hacer solamente inferencias estadísticas en base a hipótesis. La carga de un conjunto de ruedas se expresa en función del peso que soporta cada rueda, la presión de contacto interviniente en la interface rueda-pavimento y el número de ruedas.

La carga máxima por eje permitida es distinta dependiendo del país. En Argentina (ley N° 2449 1994) los vehículos y su carga no deben transmitir a la calzada un peso mayor al siguiente:

- Por eje simple con ruedas individuales: 6 tn; y con rodado doble: 10,5 tn.
- Por conjunto (tándem) doble de ejes con ruedas individuales: 10 tn y ambos con rodado doble: 18 tn.
- Por conjunto (tándem) triple de ejes con rodado doble: 25,5 tn.
- En total para una formación normal de vehículos se permite un peso bruto de 45 tn y para camión acoplado o acoplado considerados individualmente el peso es de 30 tn.

En la comunidad Europea la carga máxima permitida es de 11,5 tn por eje simple. En USA la carga máxima para un eje simple es de 9 tn mientras que para un eje tándem es 15 tn.

La carga de una rueda es la carga en el área de contacto del neumático con el pavimento. La mayoría de los análisis asumen que la carga de la rueda es uniformemente distribuida sobre un área circular (Wang y Machedahl 2006). Generalmente se asume también que la presión de inflado de los neumáticos y la presión de contacto con el pavimento son aproximadamente iguales. La ecuación 2.1 relaciona el radio del área de contacto de la rueda (R) con la presión de inflado (P) y la carga total (W).

$$R = \sqrt{\frac{W}{P \cdot \pi}} \quad (2.1)$$

La presión de inflado de la rueda tiene un significativo efecto en la tensión impuesta al pavimento, sobre todo en la capa de rodamiento (Morton et al 2004). Con el correr de los años la presión de inflado en los camiones se ha incrementado notoriamente. La principal razón para ello se debe a las mejoras en la industria de los neumáticos que resultan en presiones de operación seguras más grandes y en incrementos de la capacidad de carga. Los métodos de diseño de pavimentos actuales se basan generalmente en presiones de inflado de diseño de 520 kPa, si bien ciertos métodos de diseño empírico mecanicistas han sido sucesivamente verificados para la aplicabilidad utilizando presiones de inflado de 700 kPa.

La legislación respecto a las cargas máximas permitidas normalmente no es respetada. Un mínimo aumento de las cargas acarrea un severo deterioro del pavimento (Salem 2008). El daño en el pavimento se incrementa rápidamente con mayores cargas por eje y con una tasa mayor que la del crecimiento del exceso de carga. Un eje de 9 tn de peso genera un daño diez veces mayor que uno de 5 tn. La relación antes mencionada surge de los estudios en los caminos experimentales WASHO y AASHO (AASHO 1962), ecuación 2.2.

$$r = \left(\frac{W_i}{W} \right)^4 \quad (2.2)$$

donde r es el factor de destrucción que produce el incremento de la carga, W_i es la nueva carga y W la carga de referencia.

El factor r se utiliza para calcular el número equivalente de ejes que son necesarios para alcanzar la ruptura del pavimento con la carga W_i respecto a los que son necesarios con la carga W para alcanzar ese mismo deterioro.

El número de ejes cambia en forma significativa el daño ocasionado al pavimento (Massachusetts Highway Department 1995). Un eje tándem puede soportar más peso de carga con un pequeño incremento del daño al pavimento. Los ejes tándem son a los mejores para reducir el daño.

Por otra parte el número de ruedas es también importante. El cambio de ruedas duales a simples ocasiona un aumento de la tensión impuesta al pavimento del 20%

aproximadamente, debido a que la carga pasa de estar aplicada sobre un punto en lugar de dos. El efecto de las ruedas duales depende en parte de la altura de la capa asfáltica.

El diseño de mezclas que resistan mayores cargas es un desafío. Bahia y co autores (2009) en su investigación estudiaron la sensibilidad de asfaltos y mezclas frente al incremento de tensiones bajo ciclos de carga repetidas. Ellos afirman que son necesarios imponer límites a las cargas máximas y que estos límites deben basarse en análisis de la sensibilidad de las mezclas a los incrementos en los niveles de tensión impuestas al pavimento.

2.3.3. Factores que intervienen en el desarrollo de deformaciones permanentes

Producto de las mayores tensiones impuestas por las cargas de tránsito y las mayores temperaturas en la superficie del pavimento las deformaciones permanentes de la capa asfáltica se producen en los 8 a 10 cm superiores del paquete del pavimento. Por debajo las tensiones y la temperatura son mucho menores.

El diseño de la mezcla altera en gran medida la respuesta de la misma frente al ahuellamiento. Las propiedades volumétricas de la mezcla así como la elección adecuada de los materiales, agregados y asfalto, en función de las condiciones de tránsito y el clima pueden influir para que esta sea más o menos resistente a las deformaciones permanentes. A continuación se hace un resumen de los diferentes factores que intervienen en el desarrollo de las deformaciones permanentes en las mezclas asfálticas.

2.3.3.1 Propiedades volumétricas de la mezcla

Para tener un buen comportamiento de la mezcla asfáltica se necesita no sólo que esté realizada con buenos materiales, además éstos deben estar combinados de manera que el comportamiento sea óptimo. De allí que numerosas propiedades de la mezcla deben ser tenidas en cuenta. Entre ellas aparecen el porcentaje de vacíos, los vacíos del agregado mineral y el porcentaje de asfalto.

2.3.3.1.a. Porcentaje de vacíos

El porcentaje de vacíos óptimo de diseño de una mezcla asfáltica densa debe estar entre 3 y 5 % según la metodología Marshall y en un 4 % según el programa Superior Performance Pavement (Superpave) de Estados Unidos (manual Asphalt Institute, 1996).

Con contenidos de vacíos menores de 3%, para el porcentaje óptimo de ligante, la mezcla asfáltica puede exudar y/o ahuellarse sobre todo con altas temperaturas. Esto es debido a que las cargas del tránsito deforman la estructura del pavimento y el mástico de asfalto-finos es movido entre la estructura de agregados pétreos hacia la zonas de vacíos. Si estos vacíos son escasos, el escape de este mástico se produce hacia la superficie en forma de exudación. El mismo no re-ingresa posteriormente en la estructura de la mezcla y la falta del mástico produce deformaciones permanentes bajo el tránsito debido al acomodamiento de la estructura pétreo de agregados gruesos sin contención por parte de aquel.

Generalmente se especifica que las mezclas deben presentar un 8 % de vacíos inmediatamente después de compactadas en el camino. Se asume que la mezcla con la circulación de vehículos densificará normalmente hasta alcanzar su porcentaje final de vacíos después de algunos años de servicio liberada al tránsito. Contenidos de vacíos superiores al 8 % hacen que la mezcla se compacte bajo la circulación del tránsito rápidamente y en forma localizada en la huella de circulación generando problemas de seguridad y falta de confort.

Las mezclas especiales como la Stone Mastic Asphalt (SMA) que tiene de 2 a 4 % de vacíos o el microaglomerado con aproximadamente un 4 a 7 % son casos particulares. Estos tipos de mezclas se realizan con asfaltos modificados y presentan una estructura granular discontinua, similar en ambas, pero con un contenido mayor de asfalto (más del 6 %) en las SMA. En esta mezcla esa mayor incorporación de asfalto se logra con la adición de fibras. La resistencia en estas mezclas radica en la trabazón piedra-piedra y en la cohesión otorgada por el ligante. En cuanto a los vacíos, no deben ser menores al 2%, de lo contrario pueden provocarse exudaciones y por tanto pérdida de material. De igual forma que en las mezclas densas, si el porcentaje de vacíos es excesivo habrá deformaciones prematuras por efecto del tránsito en la zona de la huella.

2.3.3.1.b. Vacíos del agregado mineral

Otros parámetros volumétricos relacionados con el ahuellamiento y la exudación, que están relacionados al contenido de vacíos, son los vacíos del agregado mineral (VAM). El VAM es una propiedad que depende de propiedades del agregado, de la granulometría y del contenido asfáltico. El VAM define los vacíos entre los agregados pétreos de la mezcla asfáltica compactada.

En un diseño de mezcla asfáltica, para porcentajes de asfalto crecientes el VAM disminuye hasta un mínimo para luego aumentar progresivamente. Es preferible que el porcentaje de asfalto seleccionado en el diseño sea tal que se alcance el mínimo valor de VAM posible y del lado “seco” de la curva. Si el porcentaje de asfalto ideal se encuentra del lado “húmedo” de la curva VAM - % asfalto, es preferible rediseñar la distribución granulométrica. Existen dos demandas a satisfacer en el diseño de la mezcla: debe haber suficiente espacio entre partículas para poder colocar la cantidad de asfalto necesaria y mantener los vacíos de diseño y, al mismo tiempo, se debe asegurar un esqueleto granular capaz de soportar las cargas de tránsito.

Valores de VAM muy bajos pueden indicar que en terreno el asfalto no tendrá suficiente espacio y que por lo tanto podría ahuellarse y/o exudar. Valores de VAM muy altos también se han asociado con el ahuellamiento, ya que se requerirá un mayor contenido asfáltico para cumplir las especificaciones de diseño. Este exceso de asfalto hace necesario un mayor porcentaje de ligante entre los agregados, el esqueleto granular se debilita, por lo que la mezcla es más deformable pudiendo llegar a tener ahuellamientos excesivos.

2.3.3.1.c. Porcentaje de asfalto

El contenido de asfalto está relacionado con el contenido de vacíos. La estabilidad Marshall, a pesar de no ser un parámetro relevante en el comportamiento de las mezclas

frente al ahuellamiento, muestra cómo afecta el contenido de ligante al comportamiento mecánico de las mezclas. Hasta cierto valor la estabilidad aumenta con incrementos en el contenido asfáltico; a partir de dicho valor, la estabilidad de la mezcla disminuye con nuevos incrementos de asfalto. Esto se debe al efecto lubricante que produce el exceso de asfalto sobre las partículas de agregado reduciendo el contacto entre las partículas de agregado y por lo tanto disminuyendo la fricción interna de la mezcla. Por tanto se tendrá una mezcla más deformable y con riesgo de exudación.

2.3.3.2. Granulometría de la mezcla

Las mezclas tradicionales se producen en base a granulometrías densas. Estas mezclas, en condiciones extremas de servicio, pueden ser susceptibles de ahuellarse. Para que una mezcla sea resistente al ahuellamiento debe existir un contacto íntimo entre las partículas gruesas, más resistentes y de mayor fricción interna. El mismo concepto es aplicado en las mezclas SMA (Stone Mastic Asphalt o Stone Matrix Asphalt) o microaglomerados (figura 2.6). La cantidad de agregado de menor tamaño debe ser tal que pueda ser colocado en el espacio que dejan los agregados más gruesos, sin interferir en su contacto entre partículas, y así sucesivamente con los tamaños más finos.



Figura 2.6. Mezcla tipo microaglomerado.

Para una banda granulométrica y un tamaño máximo la granulometría puede estar más cerca del límite superior (mezcla fina, figura 2.7) o del límite inferior (Mezcla gruesa, figura 2.8). La mezcla será menos susceptible al ahuellamiento cuanto la granulometría se aproxime al límite inferior del uso en los tamaños medios. En el estudio del proyecto Superpave se recomienda que a medida que el nivel de tránsito aumenta, la granulometría se acerque al límite inferior de la banda en los tamaños finos (a partir del tamiz N° 4 [4,75 mm] o el N° 8 [2,36 mm]) (manual Asphalt Institute, 1995).

Cuando hay un exceso de arenas de tamaño medio, la mezcla puede ser inestable en condiciones extremas de servicio. Esto produce una deformación paulatina de la mezcla, y un acomodamiento interno de las partículas, acercándose unas a otras hasta que las partículas gruesas quedan en contacto, de modo que proveen suficiente fricción interna, y la deformación se detiene.

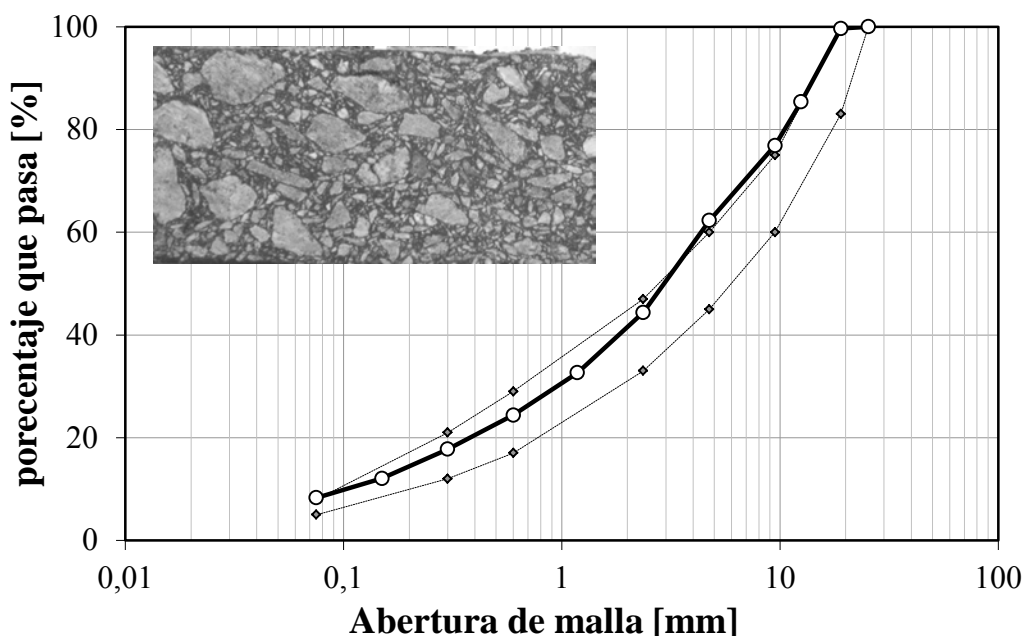


Figura 2.7. Granulometría mezcla densa fina.

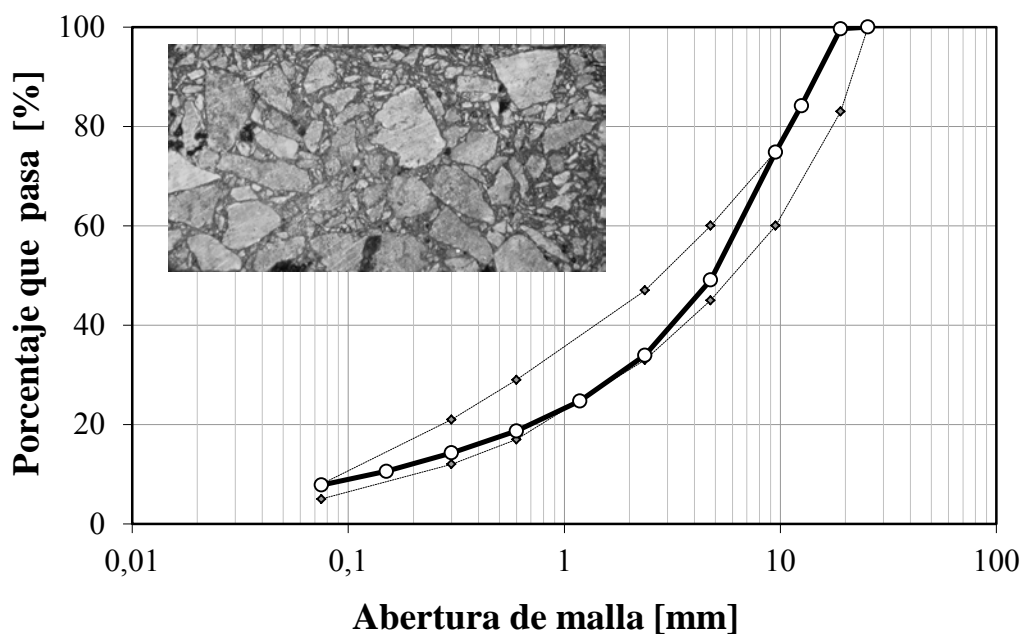


Figura 2.8. Granulometría mezcla densa gruesa.

Superpave para el diseño de mezclas asfáltica define dentro del huso granulométrico una zona restringida por donde no debe pasar la gradación granulométrica, figura 2.9. La misma se localiza entre los tamaños 0,3 mm y 4,75 mm o 2,36 mm (dependiendo del tamaño máximo nominal del agregado). Actualmente se puede pasar la granulometría por esta zona no siendo una restricción dentro de la especificación. El fin de esta zona restringida era limitar la cantidad de arena natural redondeada que puede contribuir a la inestabilidad de la mezcla asfáltica (NCHRP report 557, 2006).

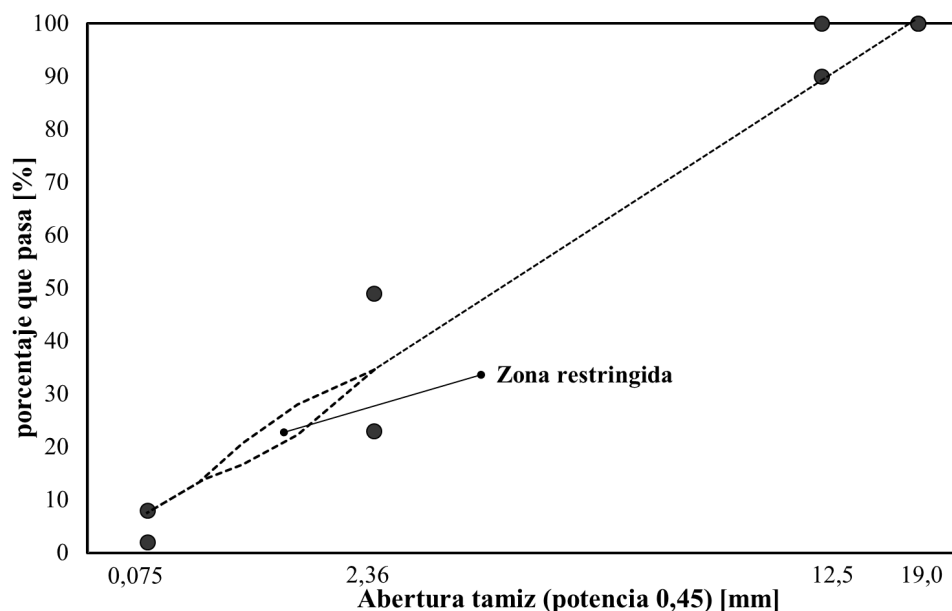


Figura 2.9. Huso granulométrico Superpave con zona restringida.

El desempeño de la mezcla asfáltica también es influenciado por el tamaño máximo del agregado. Romero et al. (1998) y Brown et al. (1990) indican que en mezclas elaboradas con tamaños máximos más grandes exhiben mejor desempeño frente al ahuellamiento que las elaboradas con tamaños máximos menores. Por su parte Khedaywi y Tons (1998) encontraron que partículas de agregado grueso más pequeñas proveen mayor trabazón entre agregados resultando en un incremento de la resistencia al corte de la mezcla.

2.3.3.3. Efecto del agua, daño por humedad

El daño por humedad se genera por la presencia de agua en contacto con el pavimento. El agua genera una pérdida de resistencia y durabilidad de la mezcla asfáltica debido a que favorece el desprendimiento de la película de asfalto de la superficie del agregado pétreo. El efecto deletéreo del agua se ve incrementado además por las temperaturas elevadas y la acción del tránsito.

El daño por humedad genera una pérdida de resistencia al romper la adhesión de la película de asfalto de la superficie del agregado pétreo, figura 2.10. Esa adhesión trata de explicarse a partir de diferentes teorías que involucran diversos procesos o fenómenos como: I) reacciones químicas, II) energía superficial, III) orientación molecular, IV) adhesión mecánica. Lo más probable es que el fenómeno de adhesión esté regido por una combinación de los anteriores.

El desprendimiento de la película de ligante asfáltico de la superficie del agregado pétreo se conoce como “stripping”. El stripping es un fenómeno que comienza en la parte inferior de la mezcla asfáltica y evoluciona hacia la superficie del pavimento. La situación progresa gradualmente con pérdidas de resistencia, aparición de ahuellamientos, desprendimiento de agregados y fisuración.



Figura 2.10. Desprendimiento del ligante del agregado por efecto de la humedad.²

2.3.3.4. Efecto del agregado

Los agregados de una mezcla asfáltica deben ser de buena calidad y cumplir determinadas características para asegurar un buen comportamiento frente al ahueamiento. Entre las propiedades de los agregados las más importantes relacionadas a un mejor desempeño del pavimento son la angularidad del agregado grueso, la angularidad del agregado fino, la presencia de partículas planas y alargadas y el contenido de arcillas. Estas propiedades son denominadas en el programa Strategic Highways Research Program (SHRP) de Estados Unidos como propiedades de consenso ya que son consideradas críticas e imprescindibles para alcanzar un buen desempeño. Además propiedades de la roca de origen como la resistencia y la presencia de materiales deletéreos son también importantes.

2.3.3.4.a. Angularidad del agregado grueso

Los agregados que se obtienen por procesos de trituración tienen forma angular, filos y textura rugosa. Las mezclas con este tipo de agregados tienen mayor resistencia al corte y por tanto mayor resistencia al ahueamiento (Prowell et al. 2005). Los agregados triturados generan mayores valores de VAM en la mezcla que los agregados con partículas redondeadas, figura 2.11. Esta angularidad se mide habitualmente por el porcentaje en peso del agregado que presenta dos o más caras de fractura (IRAM 1851, ASTM D 5821).

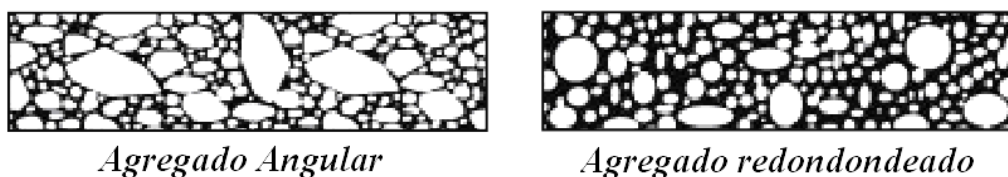


Figura 2.11. Efecto de la forma de agregado en el VAM.

² Tomada del libro Chemical and Mechanical Processes of moisture damage in hot mix asphalt pavement. Moisture Sensitive of Asphalt Pavement: a national seminary.

En Argentina el pliego de especificaciones técnicas para mezclas asfálticas en caliente (Comisión Permanente del Asfalto, 2006) estipula para el diseño de carpetas de rodamiento, comunes o de bajo espesor que el 75 % del agregado debe presentar dos o más caras fracturadas mientras que el porcentaje restante debe tener al menos una cara fracturada, mientras que para bases y subbases asfálticas se permite hasta un 25 % de agregados naturales. En Estados Unidos Superpave especifica porcentajes mínimos de las caras fracturadas en función del nivel de tránsito de diseño del pavimento que son mayores a medida que se incrementa el mismo (Guía de diseño de mezclas Superpave, 2001). De esta manera se incrementa la resistencia al corte de la mezcla frente a posibles deformaciones permanentes.

2.3.3.4.b. Angularidad del agregado fino

Similar a lo que pasa con los gruesos es conveniente que los agregados finos sean productos de trituración ya que éstos presentan mayor resistencia al corte. El uso de arenas de trituración aumenta la fricción interna en la mezcla asfáltica ya que presentan más caras de fractura aumentando el VAM de la mezclas de diseño con respecto a las de una arena de río.

Topal y Sengoz (2005) encontraron a mayor angularidad de la agregado fino una mejora en el desempeño frente al ahuellamiento de las mezclas asfálticas, ya que la mayor angularidad genera mayor trabazón entre los agregados.

En SHRP la angularidad se evalúa en el ensayo de la norma ASTM C 1252 (1993), figura 2.12. En él se evalúa el contenido de vacíos de una porción de agregados finos. Este porcentaje de vacíos se relaciona con la angularidad y la textura superficial del agregado. SHRP especifica en función del tránsito diferentes porcentajes mínimos para asegurar un alto grado de fricción interna del agregado fino y de resistencia al ahuellamiento.

La angularidad del agregado fino influencia significativamente el VAM. Debe tenerse especial cuidado ya que agregados con mayor angularidad pueden resultar en mezclas con mayores VAM, lo cual conlleva a un porcentaje excesivo de asfalto de diseño para lograr porcentajes óptimos de vacíos.

En Argentina, dentro del pliego de especificaciones técnicas de mezclas asfálticas en caliente de bajo espesor para carpetas de rodamiento redactado por la Comisión Permanente del Asfalto (pliego CPA, 2006), no admite la utilización de agregados finos no triturados.



Figura 2.12. Equipo de ensayo para angularidad según norma ASTM C 1252.

2.3.3.4.c. *Partículas planas y alargadas*

El porcentaje de partículas planas y alargadas es un parámetro muy importante. Este tipo de partículas se quiebran durante el proceso de construcción, cambiando la granulometría de la mezcla y por tanto sus propiedades. Las partículas planas tienden a colocarse en el pavimento sobre su cara plana, creando planos preferenciales de deslizamiento y reduciendo la tracción entre agregados. Un pequeño porcentaje de partículas planas y alargadas en la mezcla pueden aumentar el VAM durante el diseño en laboratorio de la misma. Sin embargo en producción en planta el VAM puede decrecer debido a la trituración de estos agregados durante el mezclado.

SHRP especifica en función del tránsito porcentajes mínimos de partículas planas y alargadas que deben cumplir los agregados gruesos según la norma ASTM D 4791 “Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate.”. Este porcentaje nunca debe ser mayor al 10% de partículas planas y alargadas de relación 5:1. Sin embargo este nivel es demasiado riguroso (Nchrp report 539, 2005). Actualmente se ha cambiado la relación de 5:1 por la de 3:1 o 4:1. Investigaciones recientes han demostrado que porcentajes entre 20 y 40% de partículas planas y alargadas de relación mayor a 3:1 va en detrimento del desempeño de la mezcla.

2.3.3.4.d. *Contenido de arcilla*

La presencia de arcillas da lugar a mezclas propensas a sufrir daños por humedad que en combinación con agua puede causar que una mezcla actúe como “blanda” (pérdida de densidad con la compactación continua en el campo). Los contenidos de arcilla se controlan a través del ensayo de equivalente arena (IRAM 1682, ASTM D 2419).

2.3.3.4.e. *Resistencia*

Un agregado resistente no se tritura o degrada fácilmente durante la compactación en laboratorio o durante la producción en planta asfáltica. Agregados débiles generalmente se trituran levemente en la etapa de diseño y en mayor grado en la etapa de producción. Esto hace difícil el diseño ya que la mezcla producida en planta diferirá

de la diseñada con mayor presencia de finos, producto de la trituración de los agregados gruesos en el tambor secador-mezclador, y una reducción del VAM.

Además, los agregados deben ser capaces de resistir las tensiones generadas por la aplicación de las cargas de tránsito sin romperse, de lo contrario con el paso del tiempo se estaría modificando la granulométrica de diseño y pueden generarse ahuellamientos debido a este hecho.

2.3.3.5. Efecto del polvo mineral o filler

El polvo mineral junto con el ligante forman una masa asfáltica o mastico cuya calidad tiene una importancia fundamental en el comportamiento reológico, impermeabilidad, y durabilidad de la mezcla. Los factores a considerar para conseguir un buen mastico son la relación filler/betún y la finura del filler y afinidad con el agua.

Cuanta más alta sea la relación filler/betún más elevada es la viscosidad de masa y más rígida es la mezcla. Esto disminuye la magnitud de las deformaciones permanentes, sobre todo a altas temperaturas ya que se aumenta la rigidez del asfalto.

Cuando el polvo mineral tiene afinidad por el agua puede producirse una degradación en el tiempo, de la estructura íntima de la mezcla, que se traducirá en una menor estabilidad de la misma con riesgo de deformaciones inesperadas. El riesgo de sensibilidad al agua del mortero puede deberse no solamente a la naturaleza del polvo mineral sino también a la composición química de algunos asfaltos.

El polvo mineral tiene un papel fundamental en el comportamiento de las mezclas asfálticas por su elevada superficie específica, en función de su naturaleza, finura, actividad y proporción en la que forma parte de la mezcla. Los polvos minerales pueden ser el contenido en los áridos procedente de la trituración de los mismos; un producto comercial de naturaleza pulverulenta como el cemento o la ceniza volante procedente de central térmica o un polvo, en general calizo, especialmente preparado para este fin.

El Polvo Mineral o Filler forma parte del esqueleto mineral y por lo tanto soporta las tensiones por rozamiento interno o por contacto entre las partículas, además cumple con las siguientes funciones:

- Rellena los vacíos del esqueleto de agregados gruesos y finos, por lo tanto impermeabiliza y densifica el esqueleto. Sustituye parte del asfalto o betún que de otra manera sería necesario para conseguir unos huecos en mezcla suficientemente bajos.
- Proporciona puntos de contacto entre agregados de mayor tamaño y los encaja limitando sus movimientos, aumentando así la estabilidad del conjunto.
- Facilita la compactación, actuando a modo de rodamiento entre los áridos más gruesos.
- Hace la mezcla más trabajable al envolver los áridos gruesos y evitar su segregación.

2.3.3.6. Efecto del asfalto

La selección del asfalto debe hacerse principalmente en base al clima. Sin embargo también deben incluirse factores de proyecto tales como el nivel de tránsito y las velocidades de circulación. Históricamente, al diseñar un pavimento la resistencia al ahuellamiento se considera a partir de tener una adecuada consistencia del asfalto para soportar las condiciones climáticas y de cargas del tránsito. En un clima caluroso o con excesiva carga se utiliza un asfalto más “duro” y si el clima es frío uno más “blando”. Esta consistencia se relaciona siempre a los valores obtenidos de los ensayos de penetración (IRAM 6576, ASTM D 5) y punto de ablandamiento (IRAM 6841, ASTM D 36), sin embargo en la actualidad estos valores no sirven por sí solos para definir la elección del ligante adecuado.

Sybilski (1996) encontró una pobre relación entre el ahuellamiento de mezclas asfálticas, elaboradas con asfaltos convencionales y modificados, con propiedades del ligante como la penetración a 25 °C ó el punto de ablandamiento.

A modo de ejemplo en la figura 2.13 se observan tres asfaltos (A, B y C). Los asfaltos B y C se clasifican con el mismo grado de viscosidad a 60 °C y los asfaltos A y C se clasifican con el mismo grado de penetración. Los asfaltos A y C tienen la misma consistencia a 25 °C, igual penetración, pero su susceptibilidad térmica es marcadamente diferente para las demás temperaturas. Por su parte los asfaltos B y C además de tener la misma consistencia a 60 °C no muestran ninguna otra similitud. Se observa de este análisis como a pesar de que estos tres asfaltos son clasificados bajo el mismo grado, ya sea por penetración o por viscosidad, son diferentes uno de otro. Por tanto no es posible esperar características similares durante la construcción y menos aun un desempeño equivalente en una mezcla asfáltica (Manual Asphalt Institute, 1996).

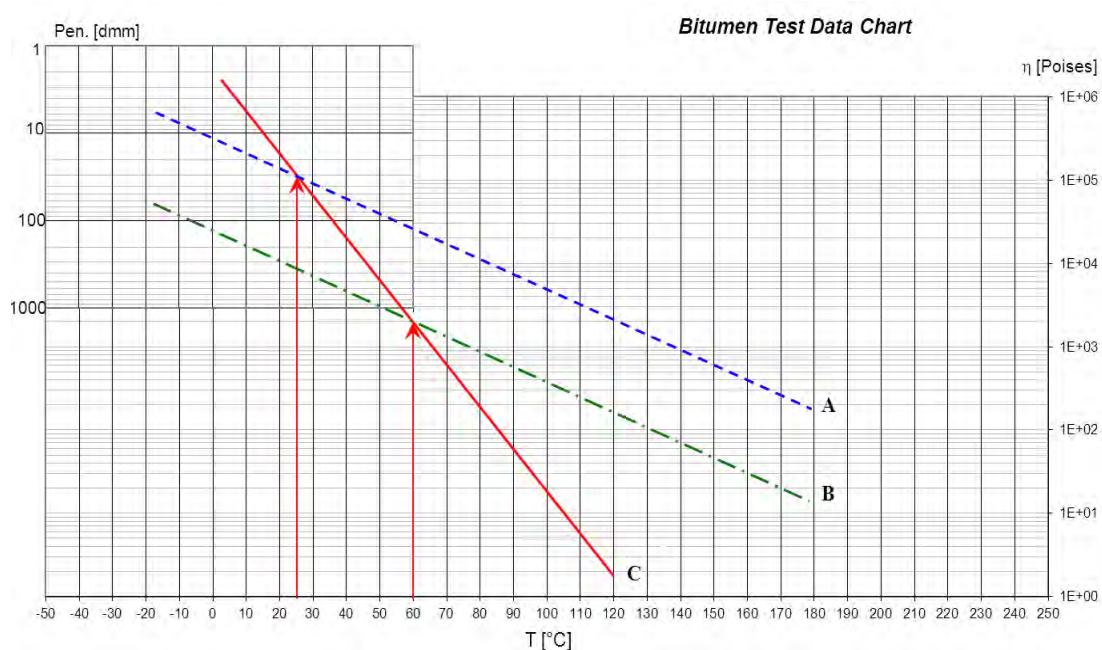


Figura 2.13. Susceptibilidad térmica de tres asfaltos de igual grado. A y C: igual grado de penetración; B y C: igual grado por viscosidad a 60 °C.

Kim (2009) indica que el problema de las determinaciones tradicionales como la penetración o el punto de ablandamiento, además de tratarse de un valor obtenido para una sola condición, es su carácter empírico. Otras propiedades como la viscosidad poseen un sentido físico y pueden expresarse en unidades absolutas, sin embargo sólo representan una medida fundamental para los fluidos newtonianos, y a que sus propiedades son independientes de la velocidad de corte o el nivel de tensión aplicado. Los asfaltos sólo exhiben un comportamiento newtoniano a muy altas temperaturas o a muy bajas velocidades de corte (Lesueur 2009). A las temperaturas de trabajo o para las velocidades de carga que sufren los pavimentos los asfaltos son fluidos no newtonianos. Por lo tanto un valor absoluto de viscosidad no describe en su totalidad el aporte de un determinado ligante en el desempeño de la mezcla asfáltica.

Por lo dicho en la actualidad se considera que las especificaciones por penetración o viscosidad no son suficientes para garantizar un buen desempeño del asfalto. Estas especificaciones dieron buenos resultados antiguamente, cuando sólo existían asfaltos convencionales y eran otras las cargas de tránsito. Hoy en día con la aparición de los asfaltos modificados y la aplicación de mayores cargas de tránsito, estas especificaciones ya no alcanzan a representar las características de los asfaltos para prevenir deformaciones permanentes en los concretos asfálticos. Es necesario un enfoque más racional del problema.

2.3.4. Uso de la reología para el estudio de las deformaciones permanentes

Las deformaciones permanentes de las capas asfálticas son básicamente un problema de flujo por tanto es coherente realizar la elección del asfalto en función de propiedades reológicas del mismo. Shenoy (2000) afirma que esencial obtener un parámetro reológico que cubra un amplio rango de velocidades de corte y de temperaturas bajo condiciones ambientales simuladas.

La reología es la ciencia que estudia el flujo y la deformación de los materiales en el tiempo. Los asfaltos son materiales cuyo comportamiento reológico depende principalmente de la temperatura y la velocidad de carga.

Como se mencionara anteriormente una propiedad particular del asfalto es su sensibilidad a la temperatura en el rango de variación que puede sufrir en un pavimento. El módulo de rigidez del asfalto puede variar tanto como ocho órdenes de magnitud entre bajas y altas temperaturas. La distribución relativa entre las componentes elástica y viscosa puede variar radicalmente en verano e invierno. Algo similar ocurre en relación con la respuesta frente a la velocidad de carga en tracción o a alta velocidad (Anderson et al. 1994), por tal motivo la valoración de las propiedades reológicas adquiere una significativa importancia práctica.

En Estados Unidos, con el programa SHRP, y en Europa surgen dos tendencias diferentes que basan el estudio de la mezcla asfáltica tomando en cuenta el desempeño de estas relacionadas a los modos de falla del pavimento. Allí el estudio de los ligantes asfálticos se realiza midiendo propiedades reológicas.

SHRP genera una nueva clasificación de los ligantes asfálticos (ASTM D 6373) basándose en la medición de propiedades reológicas que se relacionan con el

desempeño de la mezcla asfáltica. Por su parte en Europa numerosas investigaciones a lo largo de los últimos 15 años han estudiado el desempeño de mezclas asfálticas relacionándolo con las propiedades reológicas de los ligantes. En lo referente a las deformaciones permanentes se ha desarrollado el concepto de Viscosidad de Corte Cero, Zero Shear Viscosity (ZSV) en inglés, para calificar el aporte del asfalto frente a las deformaciones permanentes.

2.3.4.1. La especificación de ligantes asfálticos SHRP

El Programa de investigaciones SHRP, desarrollado en Estados Unidos en la década del 90, crea una nueva especificación para clasificar los asfaltos para pavimentación en base a sus propiedades reológicas. Esta especificación está diseñada para proveer parámetros que se relacionen con el desempeño de la mezcla asfáltica.

La especificación por grados de desempeño (ASTM D 6373) clasifica al asfalto en una serie de grados que designan el rango de temperaturas máxima y mínima de buen desempeño del asfalto para resistir los modos de falla típicos de un pavimento. El grado de desempeño, en inglés performance grade (PG), se define con dos números, por ejemplo 64-22, y representa el rango de temperaturas en el cual el asfalto brinda buenas prestaciones en lo que respecta a resistir ahuellamientos, fisuración por fatiga y fisuración por bajas temperaturas. En el ejemplo el 64 representa la temperatura de alta y se relaciona con las máximas temperaturas en las que el ligante tendría buenas prestaciones frente a las deformaciones permanentes y fatiga. Por su parte el -22, temperatura de baja, es la mínima temperatura a la cual el ligante ofrece resistencia a la fisuración térmica. Es importante recalcar que estas temperaturas límites se obtienen a partir de mediciones reológicas sobre los ligantes a las cuales el asfalto alcanza valores críticos de estas propiedades. Los grados PG están delineados en incrementos de 6 °C. La tabla 2.1 muestra las temperaturas de los diferentes grados de performance tanto de alta como de baja, luego dependiendo de cada ligante, el grado de desempeño es la combinación de la temperatura de alta y la temperatura de baja.

Tabla 2.1. Temperaturas de los grados de performance.

Temperatura de alta [° C]						
46	52	58	64	70	76	82
Temperatura de baja [° C]						
-4	-10	-16	-22	-28	-34	-40

A partir de conocer el grado PG de un asfalto se conoce dentro de que temperaturas cumple con buenas prestaciones, ahora también es necesario conocer las condiciones de temperaturas extremas del pavimento en su ubicación geográfica para poder definir que ligante asfáltico será el que mejor se adapta a las necesidades climáticas y asegurar cumplir un buen desempeño de la mezcla asfáltica. Las temperaturas extremas del pavimento en una determinada zona geográfica se obtienen a partir de convertir datos

históricos de temperatura del aire obtenidos de estaciones meteorológicas en temperaturas del pavimento. Dentro del programa SHRP la temperatura de alta se define como el valor promedio de temperaturas durante siete días consecutivos que resulta el mayor promedio respecto a los demás conjuntos promedios de siete días dentro de un año de mediciones. De cada año de registro histórico se toma el promedio más alto y se calcula el promedio y la desviación estándar de la muestra. Para la temperatura de baja se toma las temperaturas mínimas absolutas de cada año y se calcula el promedio y la desviación estándar de la muestra.

Con los valores previamente descriptos las temperaturas del pavimento se calculan a partir de las ecuaciones 2.3 y 2.4. La ecuación 2.3 es la utilizada para la conversión a temperaturas del pavimento con altas temperaturas del aire mientras que la ecuación 2.4 es para la conversión a temperaturas del pavimento con bajas temperaturas del aire. En estas ecuaciones se incorporan además de la temperatura del aire datos de profundidad dentro del pavimento donde se quiere conocer la temperatura, latitud de ubicación del pavimento, la desviación estándar de temperaturas y un factor de confiabilidad de los datos estadísticos de las temperaturas ambientales. En lo que respecta a la confiabilidad esta se define como la probabilidad que en el curso de un año la temperatura real exceda la temperatura promedio histórica calculada a partir de los datos meteorológicos. Para una mayor seguridad es conveniente adoptar una confiabilidad del 98 %. Por ejemplo, si consideramos que la temperatura media de alta de una zona es de 32 °C, con una desviación estándar (σ) de 2 °C. La probabilidad de que esos 32 °C sean superados es de 50 %, por tanto la confiabilidad es de 50 %. Sin embargo solo hay un 2 % de probabilidad de que la temperatura sobrepase los 36 °C (32 °C + 2 σ), por tanto los 36 °C ofrecen una confiabilidad del 98 %.

$$T_{alta} = 54,32 + 0,78.T_{aire} - 0,0025.Lat^2 - 15,14.log_{10}(H + 25) + z(9 + 0,61.\sigma_{aire}^2)^{1/2} \quad (2.3)$$

$$T_{baja} = -1,56 + 0,72.T_{aire} - 0,004.Lat^2 + 6,26.log_{10}(H + 25) - z(4,4 + 0,52.\sigma_{aire}^2)^{1/2} \quad (2.4)$$

donde:

T_{alta} : temperatura del pavimento para altas temperaturas.

T_{baja} : temperatura del pavimento para bajas temperaturas.

T_{aire} : temperatura del aire en la superficie del pavimento.

Lat : latitud geográfica en la que se ubica el pavimento.

H : profundidad en mm desde la superficie a la que se quiere conocer la temperatura del pavimento.

z : coeficiente estadístico a obtener de tabla para distribución normal en función de la confiabilidad ($z = 2,055$ para 98 % de confiabilidad).

σ_{aire} : desviación estándar de las mediciones de temperatura del aire.

En Argentina Iosco y Agnusdei (1997) desarrollaron el mapa de temperaturas para nuestro país que se observa en la figura 2.14. Las temperaturas extremas del pavimento

se calcularon en base a datos suministrados por estaciones meteorológicas de todo el país para un periodo de datos de 25 años de acuerdo a la metodología SRHP antes mencionada. Este mapa de temperaturas se puede utilizar para conocer los rangos de temperaturas extremas que se pueden esperar en un pavimento dependiendo de la zona geográfica de ubicación del mismo. Ofrece la posibilidad de seleccionar el tipo de ligante adecuado por grados de performance o por medio de otro tipo de consideración similar basada en temperaturas extremas del asfalto.

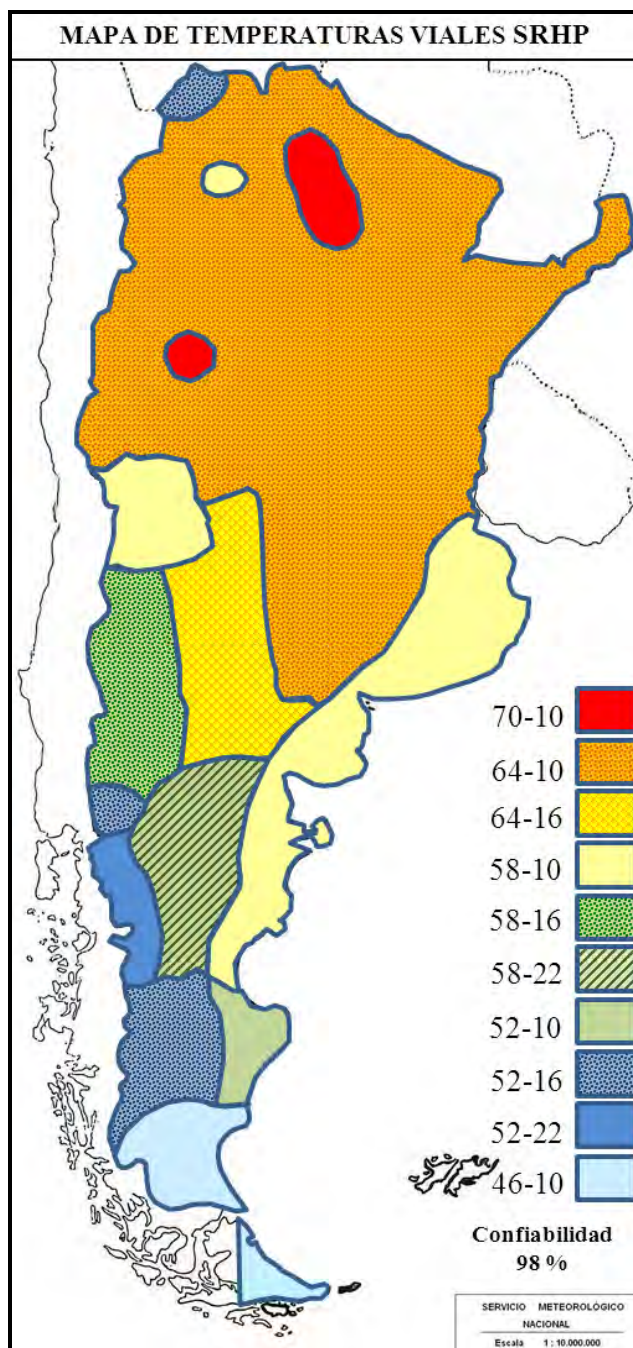


Figura 2.14. Mapa de temperaturas viales de Argentina para un 98 % de confiabilidad.³

³ Mapa adaptado del presentado en el trabajo “Mapa de temperaturas viales” Iosco y Agnusdei (1997)

Mayor volumen de tránsito (mayores cargas) y bajas velocidades de carga son factores que aumentan significativamente el riesgo de deformaciones permanentes. Las bajas velocidades de carga son equivalentes a mayores temperaturas del pavimento, según el principio de superposición tiempo-temperatura (Ferry 1980), mientras que mayores cargas son más repeticiones de vehículos circulando sobre el camino. Respecto al incremento del tránsito cuando el mismo excede de 10 millones de ejes equivalentes (ESAL), SHRP sugiere considerar aumentar un grado de desempeño el valor de alta temperatura, es decir de 58 a 64 por ejemplo. En caso de exceder los 30 millones de ESALs SHRP impone el aumento en un grado de desempeño el valor de alta temperatura. De similar forma recomienda elevar el valor de alta temperatura en un grado de desempeño cuando la velocidad esperada del tránsito es entre 20 a 70 Km/h y en dos grados si la velocidad es menor de 20 Km/h. La especificación aclara que se debe incrementar el grado de desempeño ya sea por mayor tránsito o por bajas velocidades, pero no por los dos al mismo tiempo.

En lo referente al ahuellamiento, dentro de la especificación ASTM D 6373, el comportamiento del asfalto es caracterizado por dos propiedades, la resistencia total a la deformación bajo carga y la distribución relativa de la deformación en tres componentes elástica y viscosa. La resistencia a la deformación es representada por el módulo dinámico ($|G^*|$ en adelante G^*) mientras que la distribución relativa de componente elástica y viscosa es representada por el ángulo de fase δ .

El Módulo complejo (G^*) se define como el cociente entre el torque máximo aplicado y la deformación máxima experimentada obtenidos por medio de un ensayo en un reómetro de corte dinámico, como el que se observa en la figura 2.15, conocido como DSR (Dynamic Shear Reometer). El tipo de carga aplicada durante el ensayo es del tipo sinusoidal a una frecuencia fija, figura 2.15, por lo que este tipo de ensayo se conoce como oscilatorio. Las deformaciones que ocurren producto de la aplicación de cargas también siguen una ley sinusoidal y en particular por ser el asfalto un material viscoelástico se presentan con un cierto desfase δ respecto a la aplicación de la carga como se observa en la figura 2.15. La distribución relativa de estos componentes depende de la composición del material, la velocidad de carga y la temperatura, figura 2.16.

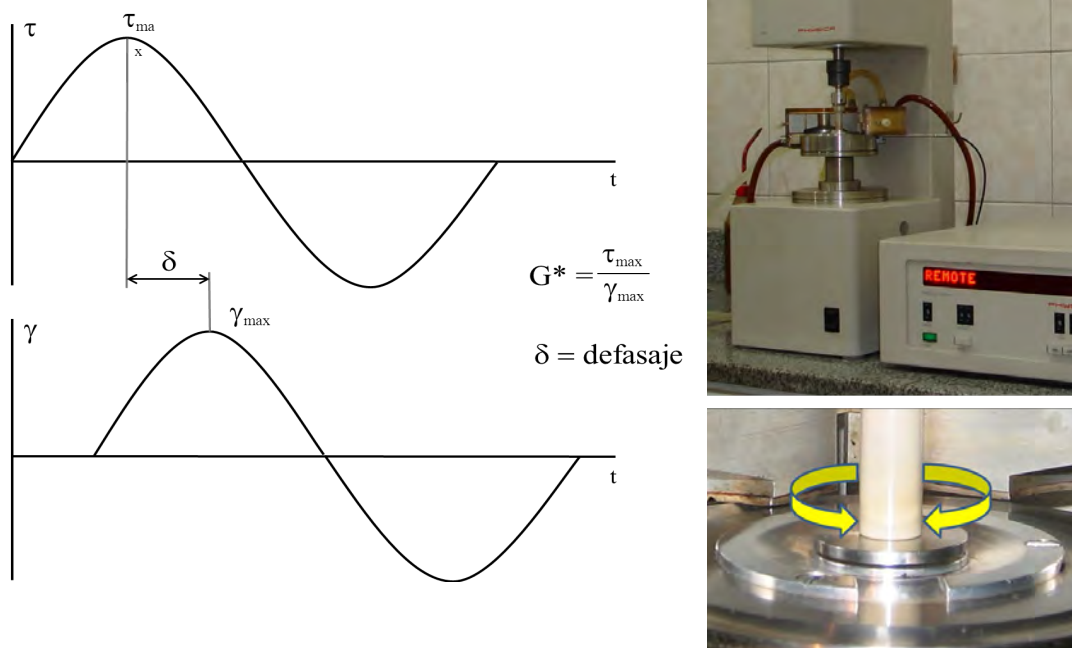


Figura 2.15. Reómetro de corte (DSR) y comportamiento esfuerzo-deformación en un ensayo oscilatorio.

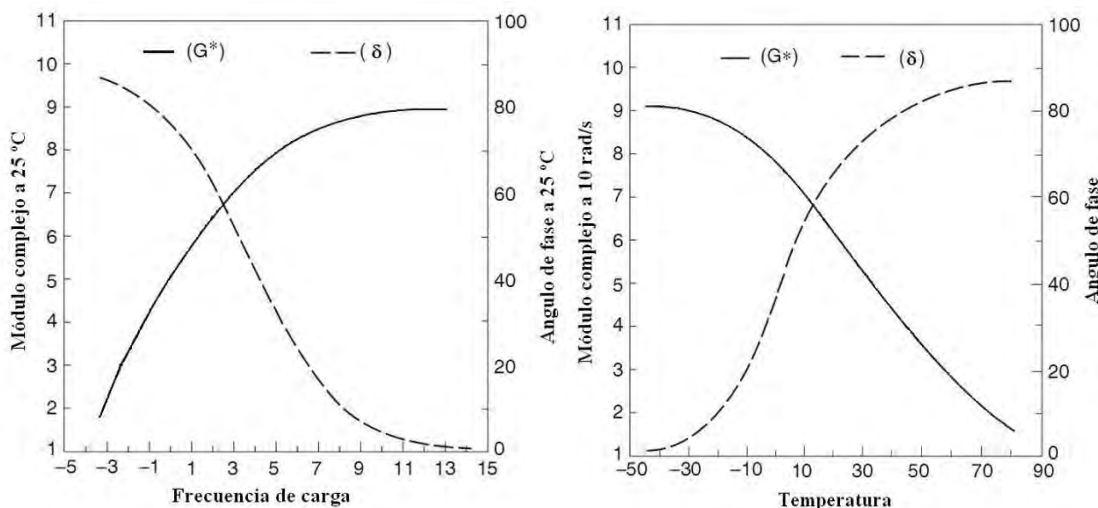


Figura 2.16. Módulo dinámico (G^*) y ángulo de fase (δ) en función de la frecuencia de carga (izquierda) y en función de la temperatura (derecha).

En el pavimento, el asfalto, y por ende la mezcla, tiene un comportamiento viscoelástico a temperaturas de servicio y las deformaciones resultan una combinación de deformaciones elásticas y plásticas (o viscosas) producto del tránsito. Cada vez que se aplica una carga tiene lugar, aunque sea en una mínima medida, una deformación permanente. Las cargas cíclicas entregan energía deformando la superficie del pavimento. Una fracción de esa energía se recupera en forma elástica y la otra se disipa en forma de calor y flujo. Para reducir las deformaciones permanentes debe minimizarse la energía disipada en cada ciclo. Para el ligante asfáltico se puede

demostrar (Stuart et al., 2000) que la energía o el trabajo disipado por la componente viscosa por ciclo de carga se calcula como:

$$W_{disipado} = \int \tau d\gamma \quad (2.5)$$

Integrando la ecuación (2.5) a lo largo de un ciclo de carga entre 0 y 2π para una onda de carga sinusoidal se obtiene la ecuación (2.6).

$$W_{disipado} = \pi \cdot \tau_{m\acute{a}x} \cdot \gamma_{m\acute{a}x} \cdot \text{sen} \delta \quad (2.6)$$

Donde $\tau_{m\acute{a}x}$ es la tensión máxima aplicada, $\gamma_{m\acute{a}x}$ es la deformación máxima y δ es el ángulo de fase que muestra la respuesta del material a partir de la diferencia en el tiempo que aparecen las deformaciones en el material respecto a la aplicación de la tensión. Este parámetro da una idea del comportamiento visco elástico del material, es decir, la relación de deformación que es recuperable o elástica y la no recuperable o viscosa. Las deformaciones permanentes pueden considerarse un fenómeno producido por cargas cíclicas donde se somete al pavimento a la misma tensión máxima. De esta manera la tensión máxima se vuelve una constante (τ_0). De esta forma la $W_{disipado}$ se vuelve proporcional a la deformación y el ángulo de fase, ecuación 2.7.

$$W_{disipado} \propto \gamma_{m\acute{a}x} \cdot \text{sen} \delta \quad (2.7)$$

La deformación máxima se define como $\gamma_{m\acute{a}x} = \tau_0/G^*$ y a su vez $G^* = \tau_{m\acute{a}x}/\gamma_{m\acute{a}x}$. Reemplazando estos valores en la ecuación 2.6 y reordenando los parámetros la misma se puede reescribir como se observa en la ecuación 2.8.

$$W_{disipado} = \pi \cdot \frac{\tau_0^2}{G^* / \text{sen} \delta} \quad (2.8)$$

SHRP usa la ecuación 2.8 en lugar de la 2.6 debido a que G^* es constante en el rango visco-elástico lineal, de esta forma diferentes asfaltos no tienen que ser ensayados a la misma tensión máxima de corte. Además el hecho de que esta fórmula se relacione con el módulo del ligante la hace más familiar para los tecnólogos viales.

Puede observarse en la ecuación 2.8 que el trabajo disipado es inversamente proporcional al parámetro $G^*/\text{sen} \delta$; a mayores valores de $G^*/\text{sen} \delta$ el trabajo disipado y, consecuentemente, la susceptibilidad al ahuellamiento deberían disminuir. Esto puede lograrse o bien incrementando el valor de G^* , disminuyendo $\text{sen} \delta$ o una combinación de ambas. G^* es una medida de la resistencia a la deformación, cuanto más grande sea el valor de G^* para una determinada temperatura y/o velocidad de carga, mayor resistencia presentará es el ligante. Por su parte $\text{sen} \delta$ representa la componente viscosa, no

recuperable, de la deformación. Por tanto si se tiene un menor δ , menor será el seno y menor la energía disipada, figura 2.17.

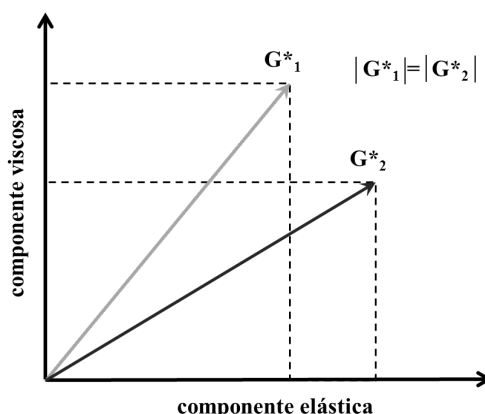


Figura 2.17. Importancia del δ en el trabajo disipado.

El $G^*/\sin\delta$ es el parámetro propuesto por SHRP para determinar el desempeño de los asfaltos convencionales o modificados frente a las deformaciones permanentes en el rango de las temperaturas medias y altas, el ligante debe cumplir con tener un valor de $G^*/\sin\delta$ de 1 kPa para el asfalto en estado original y 2,2 kPa para el asfalto envejecido en el ensayo de película delgada rotativo, Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT) en inglés. Los requerimientos son siempre iguales para cualquier asfalto, variando de uno a otro la temperatura a la cual se obtiene ese requerimiento.

Numerosos investigadores han analizado la relación entre el parámetro $G^*/\sin\delta$ y las deformaciones permanentes de las mezclas asfálticas. Al respecto Stuart et al (2000) midieron ahuellamiento con el Accelerated Loading Facility (ALF) sobre dos mezclas asfálticas elaboradas con diferentes ligantes asfálticos para validar el parámetro de altas temperaturas de la especificación SHRP y encontraron una pobre relación entre dicho parámetro y los ahuellamientos.

Se ha comprobado que el $G^*/\sin\delta$ clasifica eficientemente el desempeño de asfaltos vírgenes sin embargo no define satisfactoriamente el comportamiento de asfaltos modificados con polímeros; asfaltos modificados que presentaron menores $G^*/\sin\delta$ mostraron mejores resultados frente al ahuellamiento que otros con mayor valor de $G^*/\sin\delta$.

Oliver y Trede (1998) estudiaron una mezcla asfáltica con diferentes ligantes (convencionales, multigrados y modificados con polímeros) obteniendo medidas de ahuellamiento en laboratorio por medio de un equipo de pista. Concluyen que el parámetro $G^*/\sin\delta$ no tiene una aceptable correlación con los resultados de ahuellamiento cuando se consideran en conjunto, sin embargo el parámetro representa bien el comportamiento de los asfaltos convencionales y los multigrados.

Bahia et al. (2001) realizaron mediciones de ahuellamientos en laboratorio con el Repeated Shear Constant Height sobre diferentes mezclas reparadas con asfaltos modificados. La relación entre las deformaciones permanentes medidas y el $G^*/\sin\delta$ de los ligantes fue muy pobre. Los autores sugieren que el $G^*/\sin\delta$ subestima el

comportamiento de algunos asfaltos, sobre todo aquellos con elasticidad retardada elevada como, por ejemplo, asfaltos modificados con polímero del tipo SBS.

Le Hir et al. (2003) concluyen que el criterio de especificación SHRP no da una aceptable caracterización de los ligantes modificados con polímero. Más recientemente Dressen et al. (2009) mostraron resultados de deformaciones permanentes en mezclas con diferentes asfaltos modificados, medidas con un equipo de rueda cargada, en relación a valores de $G^*/\sin\delta$ de los mismos ligantes con una muy pobre correlación entre ellos.

Bahia (2007) explica el problema con el concepto desarrollado por SHRP con el $G^*/\sin\delta$ a partir de la energía involucrada en el proceso de deformación. Las deformaciones del ligante pueden dividirse en tres componentes: una deformación elástica, una deformación viscoelástica retardada y una deformación viscosa pura (figura 2.18). A cada una de estas deformaciones se les puede asociar una energía. Por tanto la energía involucrada en el proceso de deformación (W_i) tendrá una componente elástica, una viscoelástica retardada y una viscosa pura (ecuación 2.9). La magnitud de la energía viscoelástica retardada depende del tiempo de aplicación de la carga y de relajación que disponga el material para recuperar la deformación, mientras que la parte viscosa es la energía que contribuye a las deformaciones permanentes de la mezcla, la cual se disipa y es irre recuperable.

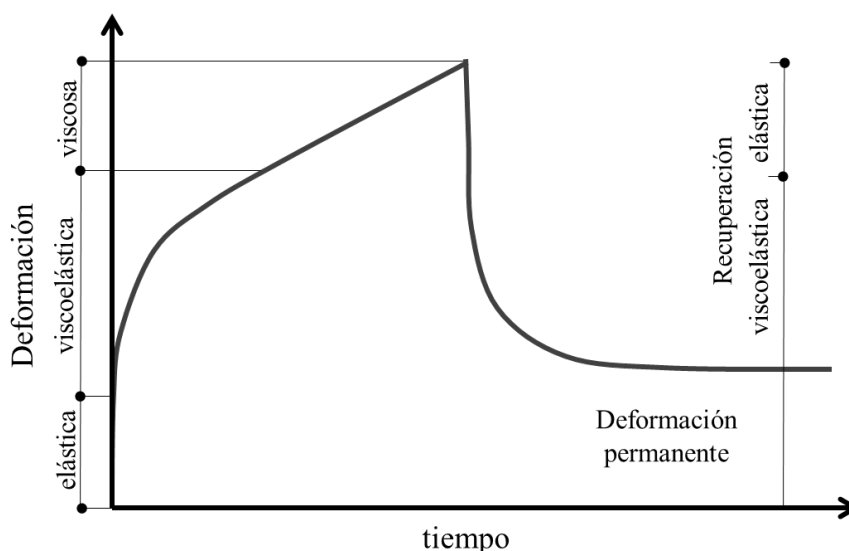


Figura 2.18. Esquema de deformaciones en el tiempo durante un proceso de carga y descarga..

$$W_i = W_{elástica} + W_{viscoelástica\ retardada} + W_{viscosa} \quad (2.9)$$

En los ligantes convencionales las componentes elástica y viscoelástica retardada a altas temperaturas del pavimento son prácticamente despreciables (figura 2.18-b) pudiendo considerarse que la componente viscosa es muy cercana a la energía W_i . En

consecuencia la energía disipada, y por tanto el $G^*/\text{sen}\delta$, es un buen indicador de las deformaciones permanentes en asfaltos convencionales. Por su parte los asfaltos modificados presentan una importante componente elástica retardada a altas temperaturas (figura 2.18-abajo); y por lo tanto W_i no se relaciona directamente con la energía disipada en el flujo viscoso, la cual se relaciona con las deformaciones permanentes. Por el contrario parte de la energía viscoelástica recuperable que aportaría a la resistencia a las deformaciones permanentes se toma como parte de la energía disipada. De esta forma se subestima el real potencial de ese ligante en la contribución frente a las deformaciones permanentes.

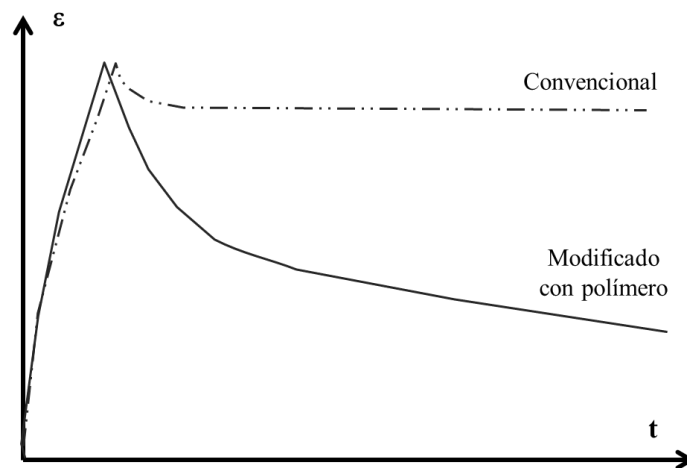


Figura 2.19. Diagramas típicos de creep para asfaltos convencionales y modificados.

La frecuencia a la cual se realiza el ensayo para la determinación del $G^*/\text{sen}\delta$ es de 10 rad/s, lo que equivale a un vehículo circulando sobre el pavimento a una velocidad de entre 80 y 90 km/h. A estas velocidades de tránsito, lo más probable es que el pavimento no sufra excesivas deformaciones por los bajos tiempos de aplicación de las cargas. Una velocidad/frecuencia de 10 rad/s es equivalente a velocidades de aplicación de la carga rápida, con las cuales no se toma en cuenta la recuperación elástica retardada que el ligante pueda aportar en el proceso de deformaciones permanentes.

Oliver y Tr edrea (1998) realizaron mediciones del parámetro $G^*/\text{sen}\delta$ a una frecuencia de 0,6 rad/s, que era la menor frecuencia posible desde el punto de vista experimental que se asemejaba a la velocidad del equipo de pista con el cual obtuvieron ahuellamiento en laboratorio sobre mezclas con asfaltos convencionales y modificados. Al utilizar la contribución de los ligantes frente a las deformaciones permanentes a una velocidad de carga menor, comparable a la de los ensayos de rueda cargada, obtuvieron una mejor relación entre los ahuellamientos de las mezclas asfálticas y los valores de $G^*/\text{sen}\delta$.

Shenoy (2001) propone una modificación al parámetro $G^*/\text{sen}\delta$ para hacerlo más sensible a las variaciones del ángulo de fase δ , tomando en cuenta la mayor elasticidad que pueda presentar el ligante. El nuevo parámetro se basa también en el módulo de

corte complejo y el ángulo de fase (ver ecuación 2.10). Con este parámetro el aporte elástico del ligante es enfatizado; sin embargo no se ha implementado como sustituto del actual parámetro $G^*/\text{sen}\delta$.

$$\frac{G^*}{1 - \frac{1}{\text{tg}(\delta) \cdot \text{sen}(\delta)}} \quad (2.10)$$

2.3.4.2. El concepto de la Viscosidad de Corte Cero (ZSV)

El avance de la tecnología de los asfaltos ha sido propiciado y acompañado por un importante desarrollo en los ligantes disponibles y, en particular el desarrollo de los asfaltos modificados. Como fuera indicado en el apartado anterior una limitación importante del parámetro $G^*/\text{sen}\delta$ es que no clasifica eficientemente a los asfaltos modificados con polímero. Es evidente que las propiedades seleccionadas para vincular propiedades reológicas de los asfaltos con el desempeño de las mezclas asfálticas deben caracterizar tanto a asfaltos convencionales como modificados.

Los asfaltos son materiales termoplásticos, lo que significa que su consistencia y propiedades reológicas cambian con la temperatura. A ciertas temperaturas se comportan como fluidos newtonianos y en otras no. El cambio se produce a las denominadas temperaturas de transición. Existe una primera transición a bajas temperaturas (bajo cero) donde el asfalto pasa de un régimen elástico a uno visco elástico a medida que aumenta la temperatura. Esta temperatura es próxima a $-20\text{ }^\circ\text{C}$ para los asfaltos convencionales (Stastna et al 2003). La otra transición se da para altas temperaturas donde se pasa del comportamiento visco elástico a uno viscoso puro. Los asfaltos convencionales presentan esta transición a temperaturas de $60\text{ }^\circ\text{C}$ aproximadamente, en cambio los asfaltos modificados con polímeros pueden presentar esta transición a mayores temperaturas. Son necesarias temperaturas superiores a $95\text{ }^\circ\text{C}$ para generar la transición vítrea del poliestireno en el SBS (Stastna et al 2003) y romper la red de polímero dentro del asfalto. Por lo antes dicho, para las altas temperaturas del pavimento los asfaltos convencionales tienen una respuesta del tipo newtoniano frente a esfuerzos de corte. Su comportamiento reológico es simple y su viscosidad es independiente de la velocidad de fluir. En los asfaltos modificados no sucede lo mismo sino que se comportan como un fluido pseudo plástico, en el que la respuesta reológica es fuertemente dependiente de la velocidad de flujo. Sin embargo a muy bajas velocidades de flujo el comportamiento se torna menos complejo y se asemeja al de un fluido newtoniano. Para velocidades muy bajas la energía se va disipando hasta que la resistencia al flujo que ofrece la estructura del material alcanza un valor constante. En este punto la viscosidad se hace independiente de la velocidad de corte (Groupement Professionnel des Bitumes, 2001). Esta viscosidad se conoce como viscosidad de corte cero (ZSV por su nombre en inglés) y es una propiedad intrínseca del ligante. Mediante el uso de la ZSV es posible poner en un mismo plano de comparación asfaltos convencionales y modificados.

Sybilski (1994) en un estudio realizado sobre varios asfaltos de uso vial, sobre todo modificados con polímeros, sugiere el uso de l concepto de ZSV relacionado con las deformaciones permanentes en concretos asfálticos. En otro de sus trabajos (Sybilski, 1996) en contró u na buena relación en tre l a ZSV y l as medidas de deformaciones permanentes de diferentes asfaltos incluidos ligantes modificados con polímero.

A la vez Phillips and Robertus (1996) concluyen que la ZSV es una propiedad clave que determina la contribución del ligante asfáltico en el proceso de deformaciones permanentes del pavimento.

Asimismo De Visscher y Vanelstraete (2004) consideran que este parámetro es un indicador de dos características del ligante relacionadas con las deformaciones permanentes: a) la rigidez del asfalto y b) su resistencia a la aparición de deformaciones permanentes por efecto de cargas sostenidas de larga duración.

La medición del valor de ZSV del ligante asfáltico de manera confiable y reproducible es uno de los temas de estudio de muchas investigaciones recientes (De Visscher 2004, Robertus 1996). Existen diversos procedimientos experimentales para medir la ZSV (Morea et al 2010, Biro et al 2009) entre ellos merecen citarse:

- El ensayo de barrido de frecuencias (frequency sweep test).
- El ensayo de barrido de velocidades de corte (shear rate sweep test).
- El ensayo de fluencia a tensión constante y posterior relajación hasta alcanzar un estado estable de fluir (creep test).
- El ensayo de fluencia/cargas repetitivo (multi creep test).

Una somera descripción de cada uno de ellos se realiza a continuación.

2.3.4.2.a. Ensayo de barrido de frecuencias y el ensayo de barrido de velocidades de corte

El barrido de frecuencia es un ensayo donde la muestra de asfalto es sometida a diferentes frecuencias de oscilación utilizando un DSR a una dada temperatura. Durante el ensayo se mantiene la amplitud de oscilación constante. Para cada frecuencia se evalúa la viscosidad del asfalto. Esta viscosidad es denominada compleja ya que se calcula a partir del módulo complejo (G^*) según indica la ecuación 2.11, donde ω es la velocidad angular.

$$\eta^* = \frac{G^*}{\omega} [Pa.s] \quad (2.11)$$

El módulo complejo (G^*) como ya se dijera anteriormente se puede descomponer en una componente elástica y una viscosa. La viscosidad compleja también puede presentar una componente elástica y una viscosa, denominadas η'' y η' respectivamente. Usualmente en la literatura sólo la componente viscosa, llamada también real, es tomada en cuenta en los barridos de frecuencia, ya que es la relacionada con la energía disipada en el proceso de deformación (Rowe et al 2002). Sin embargo es importante

indicar que el concepto de “componente viscosa” de la viscosidad no tiene un significado físico real, y sólo se desprende del concepto de componentes del módulo complejo y su relación con el trabajo de deformación. Si se desea conocer la resistencia al flujo de un asfalto en un ensayo oscilatorio se debe considerar la viscosidad compleja como un todo.

El ensayo de barrido de velocidades de corte es similar al de frecuencias. La muestra se somete a diferentes velocidades de corte y se evalúa la viscosidad cinemática del asfalto. La viscosidad compleja y la viscosidad cinemática son completamente análogas entre sí (Stastna et al 2003). Esto se ve claramente en la figura 2.20 donde, para un mismo asfalto, se volcaron los valores de viscosidad compleja obtenidos en un barrido de frecuencias (ω) y los de viscosidad resultantes de un barrido de velocidades de corte ($\dot{\gamma}$).

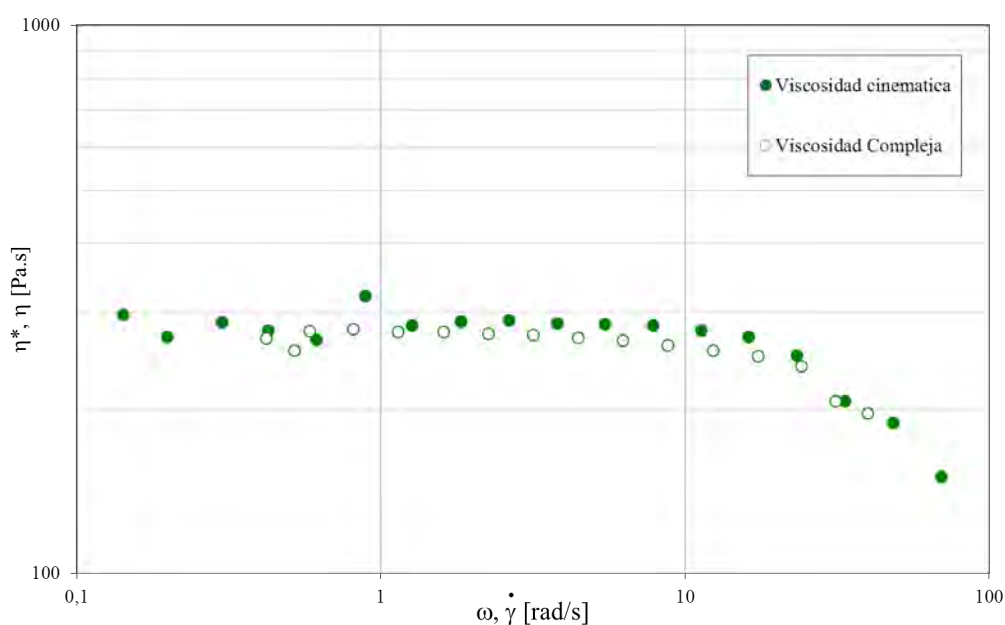


Figura 2.20. Curva de viscosidad en función de la velocidad de carga.

El comportamiento en función de la velocidad de carga (frecuencia o velocidad de corte) es característico de los asfaltos. La viscosidad decrece con el incremento de la velocidad de carga entre dos valores de viscosidad bien definidos, una superior (η_0 , la ZSV) tendiendo a velocidades de carga cero y la viscosidad límite (η_∞) para velocidades tendiendo a infinito, figura 2.21. En ambas regiones, superior e inferior, la viscosidad es constante y se verifica un comportamiento newtoniano. Los términos superior e inferior se refieren a las bajas y a las altas velocidades de carga, y no al valor de la viscosidad. Para los asfaltos convencionales en el rango de bajas frecuencias los valores de viscosidad tienden claramente al valor de la ZSV, pero no sucede lo mismo para los asfaltos modificados como se observa en la figura 2.22. A veces esta platea es difícil de obtener producto de la imposibilidad de materializar bajas frecuencias en el DSR debido a la resolución del equipo, incluso en algunos asfaltos modificados con polímero esta región de comportamiento newtoniano a bajas frecuencias no existe.

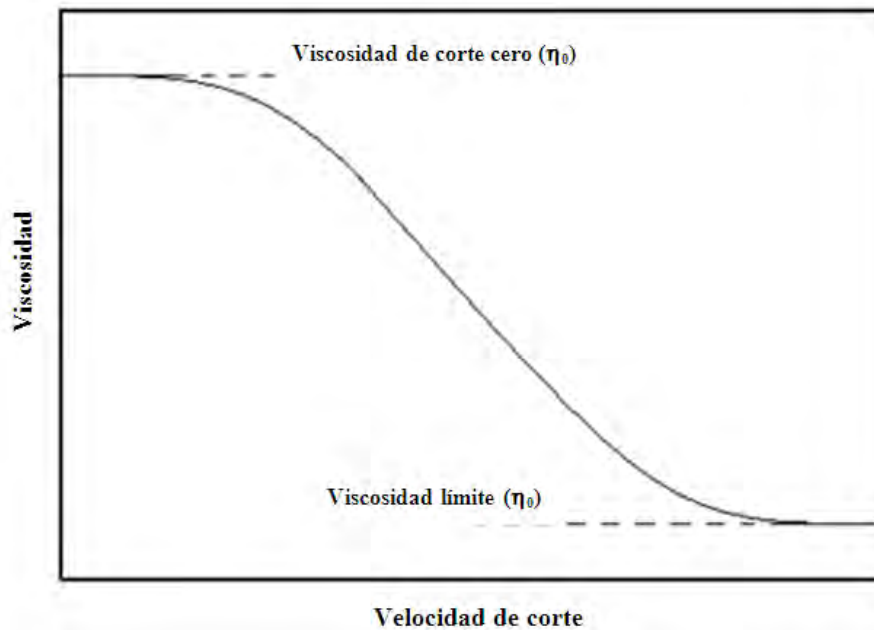


Figura 2.21. Viscosidad en función de la frecuencia.

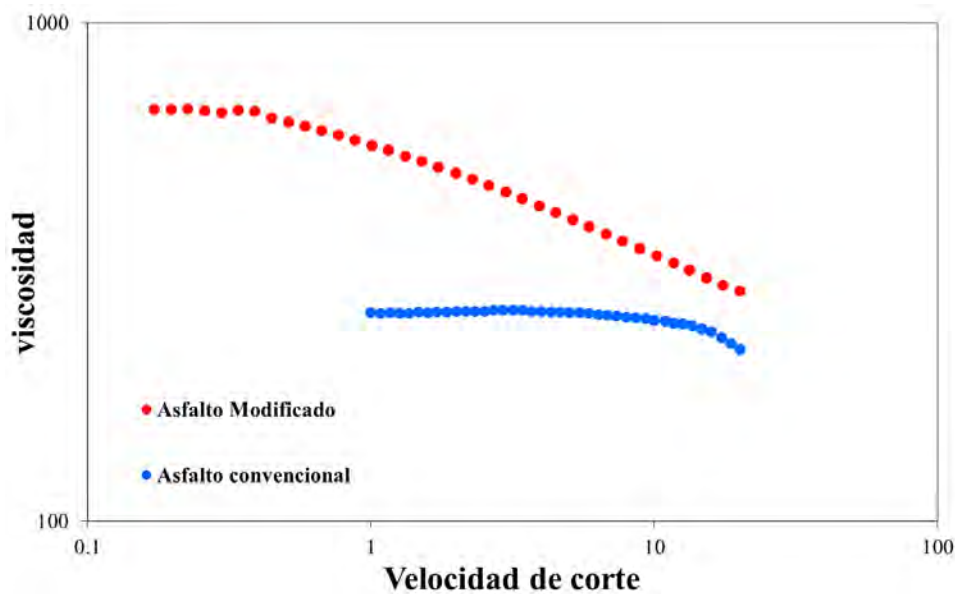


Figura 2.22. Viscosidad en función de la velocidad de corte para asfaltos convencionales y modificados.

El ensayo de barrido de frecuencias se debe realizar asegurando que los datos sean obtenidos dentro del dominio lineal visco-elástico del asfalto. El dominio lineal visco-elástico de un material se basa en el principio de linealidad, por el cual la deformación por el efecto acumulado de diferentes tensiones es igual a la suma de las deformaciones para cada tensión, principio de Boltzmann (Tschöegl, 1989). Desde un punto de vista práctico esto se observa en que el valor de G^* , por ejemplo, se mantiene constante independientemente del nivel de tensión aplicado.

El límite del rango lineal visco-elástico se define a través del ensayo de barrido de deformaciones. En este ensayo se mide el módulo G^* a diferentes deformaciones. Si se

representa G^* en función de las deformaciones impuestas, figura 2.23, puede verse como G^* se mantiene constante a bajas deformaciones hasta que empieza a disminuir a altos valores. Airey (2002) define el límite lineal visco-elástico como aquella deformación para la cual el valor de G^* disminuye a un 95 % del máximo valor medido.

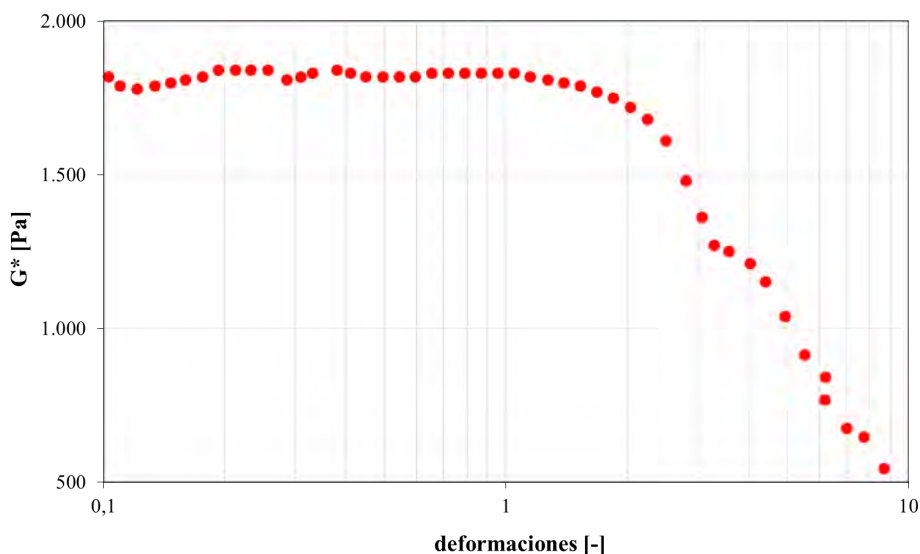


Figura 2.23. Modulo complejo G^* versus deformaciones.

El modelo de Cross es usado para ajustar los datos de viscosidad compleja en función de la frecuencia, ecuación 2.12. En el caso del barrido de velocidades de corte los datos son viscosidades cinemáticas y el modelo se expresa en función de las velocidades de corte en lugar de las frecuencias.

$$\eta' = \eta'_{\infty} + \frac{\eta'_0 - \eta'_{\infty}}{1 + (k \cdot \omega)^n} \quad (2.12)$$

donde:

- η' : viscosidad compleja medida.
- η'_0 : viscosidad a corte cero (ZSV).
- η'_{∞} : viscosidad a frecuencia infinita.
- K y n: constantes del modelo.

El modelo da el valor de ZSV como resultado del ajuste. Sin embargo para las bajas frecuencias de ensayo algunos asfaltos modificados aún presentan una variación importante de la viscosidad en función de la frecuencia. Esto provoca valores irreales (altos) de ZSV en el ajuste a través del modelo de Cross. Para evitar esto es conveniente ajustar los datos y calcular una viscosidad a una baja frecuencia. Este concepto es usado en la normativa CEN prEN 15324 (2006) donde la viscosidad se calcula para una frecuencia de 0,0001 Hz luego de un ajuste lineal de los datos de viscosidad compleja obtenidos en un barrido de frecuencias. Esta viscosidad se denomina Low Shear Viscosity (LSV).

De Visscher y Vanolstraete (2009) calcularon la LSV de una serie de asfaltos convencionales y modificados a las frecuencias de 0,0001 ; 0,001 y 0,01 Hz y compararon los valores con los resultados de ensayos de deformaciones permanentes en una mezcla asfáltica elaborada con los mismos materiales. Concluyeron que la LSV a las frecuencias de 0,001 y 0,01 Hz presenta mejor relación con los ahuellamientos medidos y encontraron que la LSV a 0,0001 Hz sobreestima el potencial de los asfaltos modificados con polímero en lo que se refiere a su contribución frente a las deformaciones permanentes.

A través de la norma CEN prEN 15324 también se calcula una temperatura para la cual el ligante presenta una viscosidad igual a 2000 Pa.s. Esta temperatura de equiviscosidad, como la define la norma, es un indicador de un límite para la contribución parcial del asfalto en la resistencia frente a las deformaciones permanentes de mezclas asfálticas a temperaturas elevadas del pavimento. De esta forma se define la temperatura máxima del pavimento en la que el ligante puede utilizarse en una mezcla asfáltica sin que sufra deformaciones permanentes excesivas.

Este límite de viscosidad se obtuvo al estudiar mezclas asfálticas elaboradas con asfaltos modificados en el ensayo de pista. Allí se observó que los ahuellamientos aumentaban drásticamente cuando los ligantes presentaban viscosidades menores de 2000 Pa.s (Fabb, 2000).

2.3.4.2.b. ensayo de fluencia (creep)

En un ensayo de fluencia, la muestra de asfalto es sometida a una tensión constante y se mide la evolución de las deformaciones en el tiempo. En estas condiciones el asfalto presenta primero una deformación elástica instantánea, seguida de una deformación visco-elástica para, finalmente, si el tiempo de ensayo es suficientemente largo, presentar una deformación viscosa pura (figura 2.18).

La fluencia (creep) se puede modelar a través de un simple sistema de resortes y amortiguadores hidráulicos colocados en configuraciones de serie y paralelo, figura 2.24, que se conoce como modelo de Burger. Usualmente este modelo se escribe en términos de lo que se conoce como “compliance” en lugar de las deformaciones (ver la ecuación 2.13). El creep compliance se define como la deformación medida dividida la tensión aplicada, y es proporcional a la deformación e independiente del nivel de tensión aplicado si se está dentro del rango lineal visco-elástico del ligante. En el modelo de Burger las deformaciones viscosas puras están representadas por el término t/η_0 . Durante el ensayo es necesario alcanzar el estado de deformación viscosa puro que se denomina estado estable de fluir, en estas condiciones la tasa de deformación en función del tiempo se vuelve constante y la η_0 obtenida de aplicar el modelo de Burger es la ZSV del asfalto. El tiempo requerido para alcanzar el estado estable de fluir depende del tipo de asfalto y puede tomar desde unos minutos para los asfaltos convencionales hasta horas para los ligantes modificados con polímeros; inclusive en algunos casos este estado estable no se puede alcanzar.

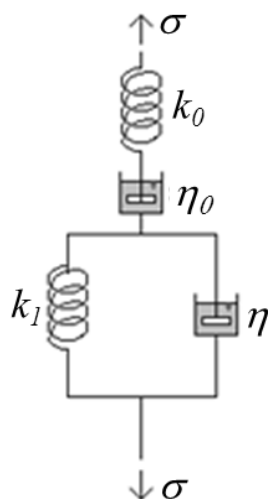


Figura 2.24. Modelo de Burger.

$$J(t) = \frac{\gamma(t)}{\tau_0} = J_0 + J_d \Psi(t) + \frac{t}{\eta_0} \quad (2.13)$$

donde:

$\gamma(t)$: deformación.

τ_0 : tensión de corte constante aplicada.

J_0 : compliance elástico (deformación elástica).

$J_d \Psi(t)$: compliance visco-elástico retardado (deformación visco-elástica).

t/η_0 : compliance viscoso puro (deformación viscosa).

$\Psi(t)$: función de memoria.

η_0 : viscosidad de corte cero (ZSV).

La tensión aplicada durante el ensayo de fluencia debe ser lo suficientemente baja como para mantener las mediciones dentro del rango lineal visco-elástico del asfalto. Para asfaltos convencionales se está dentro de este rango con tensiones de corte menores a 5000 Pa (Groupement Professionnel des Bitumes, 2001), pero para asegurar el régimen lineal con asfaltos modificados con polímeros es necesario aplicar tensiones entre 10 y 50 Pa (Dezmanes et al., 2002). En ciertas ocasiones esta tensión se puede llevar hasta 100 Pa para los asfaltos modificados (Morea et al. 2010).

Una vez retirada la carga comienza la etapa de recuperación. Las deformaciones que se producen en esta etapa son primeramente una recuperación elástica instantánea seguida de una recuperación visco-elástica retardada quedando finalmente, para suficiente tiempo de relajación, una deformación permanente, figura 2.19. Con esta deformación permanente irre recuperable es posible calcular también la ZSV, ecuación 2.14; donde J_v es el compliance viscoso resultante de dividir esta deformación irre recuperable por la tensión de corte aplicada en la etapa de carga y t_{creep} es el tiempo durante el cual se aplicó dicha tensión de corte. Este valor de ZSV debería ser similar al obtenido con el modelo de Burger.

$$\eta_0 = \frac{J_v}{t_{creep}} \quad (2.14)$$

En la comunidad europea el ensayo creep está especificado en la norma CEN prEN 15325 del 2006. Sin embargo en esta normativa los ensayos de creep para los asfaltos modificados con l levan l argos t iempo de ensayo, pudi endo no a rrojar re sultados confiables (Morea et al. 2010).

Existe una variante al ensayo de creep para reducir los tiempos de ensayo denominada creep incompleto. En la misma se realiza un ensayo de creep sin relajación en el cual no se alcanza el estado establece de fluir.

Para el ensayo se aplica una tensión σ_0 durante un tiempo determinado y se miden las deformaciones. Luego, a partir de esas deformaciones se puede construir un periodo de relajación ficticio. Como es claro, durante el periodo de relajación la tensión aplicada es igual a cero. Esta tensión cero puede ser asumida como la suma de dos tensiones de igual módulo pero sentido contrario ($\sigma_0 + -\sigma_0$). Tomando en cuenta el principio de Boltzman de superposición de efectos, la deformación para una suma de tensiones será la resultante de sumar la deformación γ_1 para la tensión σ_1 y γ_2 para la tensión σ_2 . En primer lugar se elige un tiempo $t = t'$ donde se define cesa la acción de la tensión σ_0 , figura 2.25. A partir de t' se simula la tensión cero donde las deformaciones de este periodo resultan de la suma de deformaciones para σ_0 y $-\sigma_0$. En la figura 2.24 se muestra gráficamente la metodología antes descrita. Para $t > t'$ las deformaciones resultantes salen de la suma de $\gamma_1 + \gamma_2$, donde γ_1 son las deformaciones para σ_0 y γ_2 las deformaciones para $-\sigma_0$ (que actúa cuanto $t > t'$).

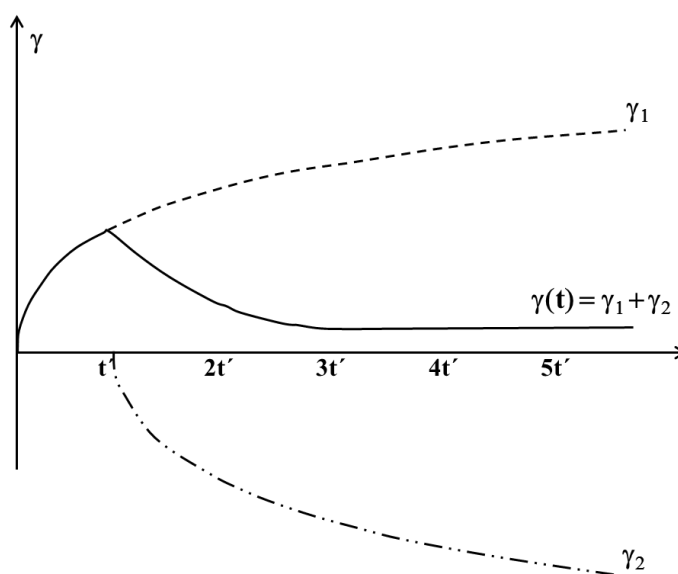


Figura 2.25. Ensayo de creep incompleto.

De esta forma se obtiene una curva de creep completa sin la necesidad de alcanzar el estado estable de fluir. Aquí la ZSV se calcula a partir de la ecuación 2.14 donde el J_v es igual de la deformación permanente final dividida por σ_0 y $t_{creep} = t'$. La única

precaución a tomar en cuenta en este método es que la curva de relajación presente un valor asintótico al eje del tiempo, es decir una deformación permanente irrecuperable.

2.3.4.2.c Ensayo de creep repetitivo

En el ensayo de creep repetitivo una muestra de asfalto es sujeta a múltiples ciclos de carga y descarga en un DSR. El ensayo fue diseñado por Bahia et al (2001) como parte del proyecto NCHRP 9-10. Ellos proponen este ensayo basándose en que los ciclos de carga con recuperación completa de la deformación, como son los del $G^*/\sin\delta$, no son apropiados para diferenciar la contribución del asfalto frente al ahuecamiento de la mezcla. El ensayo de creep repetido se basa en el comportamiento de las cargas cíclicas que ejerce el tránsito sobre el pavimento. En la figura 2.26 se observa comparativamente como en un ciclo de carga y descarga sobre el asfalto en el ensayo es similar a la acción del tránsito en la mezcla asfáltica. Este ensayo permite medir la respuesta del ligante frente a la acumulación de deformaciones permanentes a la vez que evalúa la respuesta elástica del material mismo.

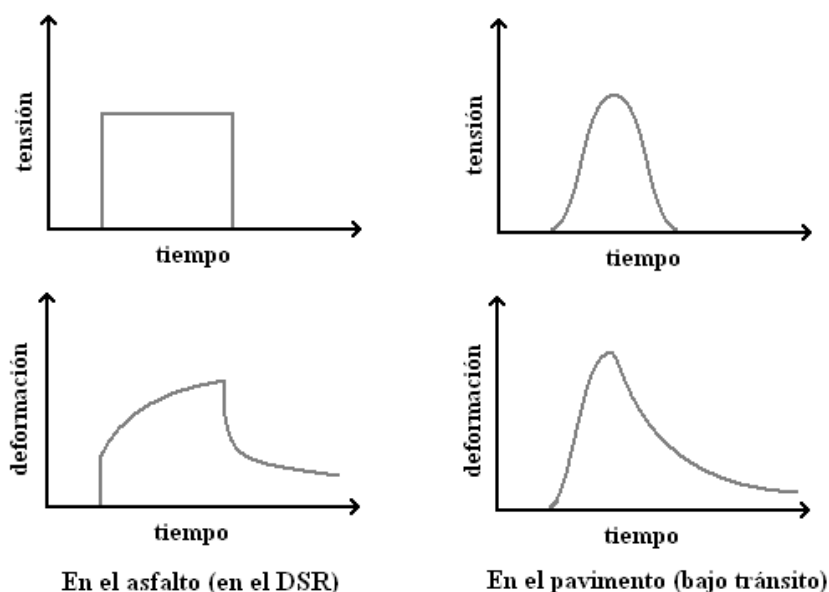


Figura 2.26. Comparación entre un ciclo de carga y descarga sobre un asfalto en el DSR y la acción del tránsito sobre la mezcla asfáltica.

En el ensayo de creep repetitivo los tiempos de carga y descarga así como la tensión aplicada son seleccionados tratando de simular la posible velocidad y carga del tránsito. En el proyecto se definieron tiempos de carga y descarga de 1 y 9 s respectivamente. Se pueden usar tiempos de 2 y 3 s de carga, con sus respectivos tiempos de relajación de 18 y 27 s, en los casos de problemas de resolución del DSR para la adquisición de datos. Asimismo la tensión aplicada debe estar entre 25 y 300 Pa. El criterio usado la selección de la tensión va en conjunción con los tiempos de carga y descarga seleccionados de manera que las deformaciones permanentes excedan en 20 veces la resolución de medición de deformaciones mínima del reómetro. Durante el ensayo un total de 100 ciclos son aplicados a la muestra. Luego los datos para el ciclo 50 y 51 son ajustados con el modelo de Burger obteniendo del mismo el resultado de la ZSV. No es claro por

qué es necesario aplicar 100 ciclos durante el ensayo si sólo los datos de los ciclos 50 y 51 serán tenidos en cuenta para el ajuste (De Visscher y Vanelstraete, 2004).

El calcular la ZSV con los datos de los ciclos 50 y 51 se debe al efecto que los repetidos ciclos de carga ocasionan en las deformaciones recuperadas. Dependiendo de la resistencia del ligante a medida que se acumulan los ciclos de carga las deformaciones recuperadas aumentan.

Bahia et al desarrollaron esta metodología para el reemplazo del parámetro $G^*/\sin\delta$ a partir de estudios sobre diferentes ligantes asfálticos convencionales y modificados. La principal hipótesis del ensayo se basa en medir la respuesta del ligante frente a los ciclos de carga en forma similar a lo que ocurre en una mezcla asfáltica frente al paso del tránsito. Observaron las diferentes respuestas de asfaltos convencionales (PG82 SD) y modificados con polímeros (PG82 Pes y PG82 SBSr) en este tipo de ensayo. Las figuras 2.27 y 2.28 muestran comparativamente las deformaciones recuperadas en el tiempo para los ciclos 1 y 100 respectivamente. Se observa como para el asfalto PG82 SD las deformaciones recuperadas al final de los ciclos 1 y 100 son iguales mientras que para los asfaltos PG82 Pes y PG82 SBSr en el ciclo 100 se tiene mayores recuperaciones respecto al ciclo 1. Este efecto de mayores recuperaciones con los ciclos de carga explica las menores deformaciones permanentes acumuladas y la mejor respuesta frente a las deformaciones permanentes de los asfaltos modificados.

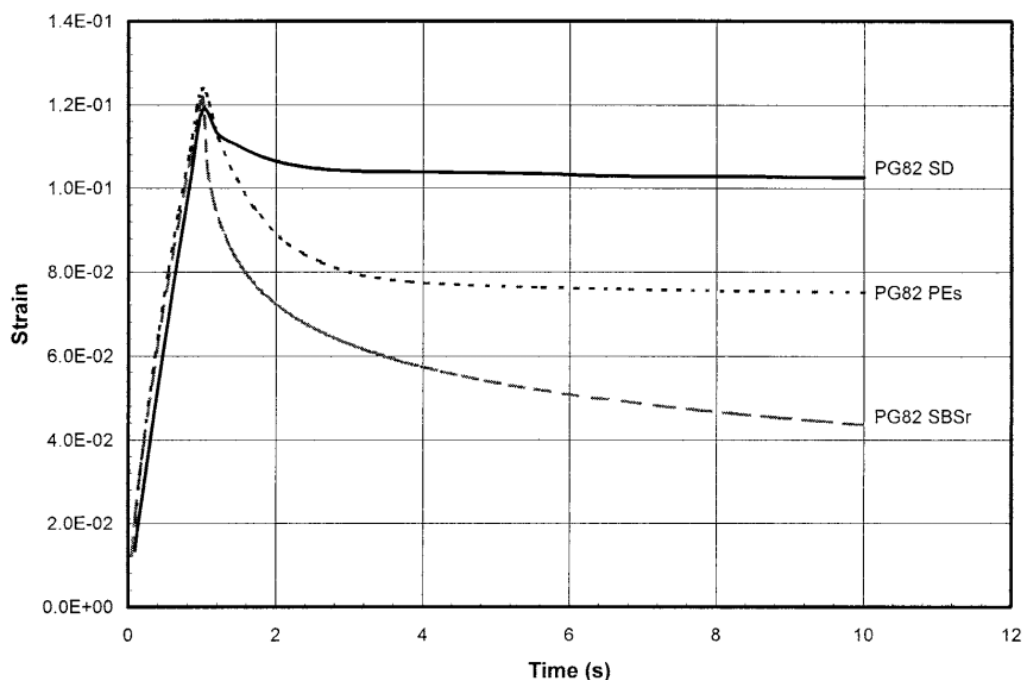


Figura 2.27. Deformaciones en el tiempo en ensayo de multicreep de varios asfaltos para el primer ciclo de carga.⁴

⁴ Figura tomada del reporte Nchrp 459.

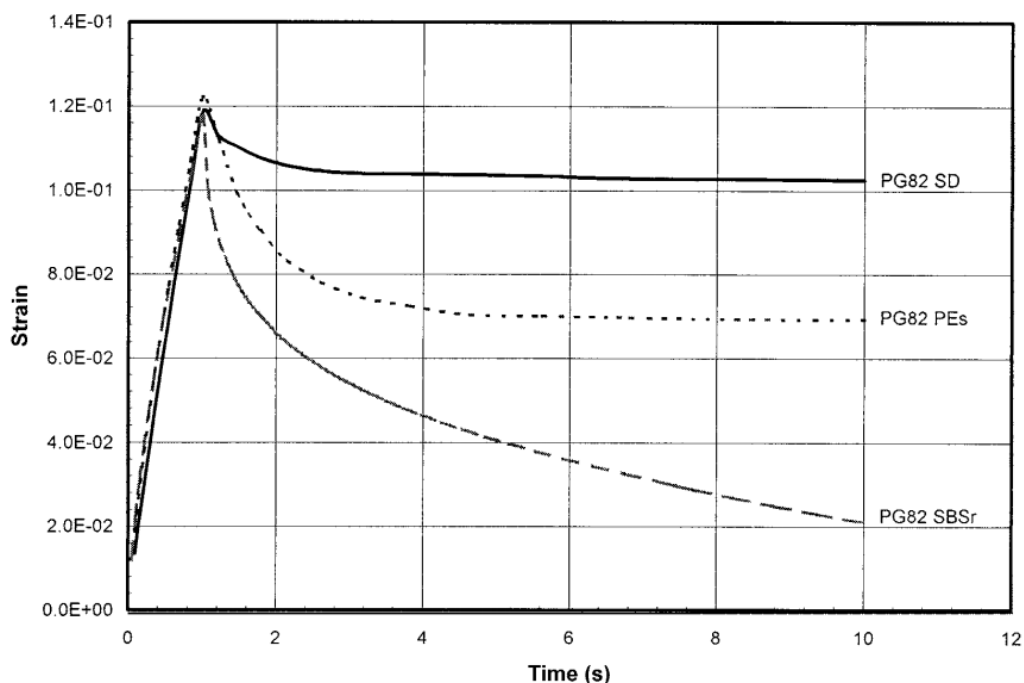


Figura 2.28. Deformaciones en el tiempo en ensayo de multicreep de varios asfaltos para el ciclo de carga N° 100.⁵

El ensayo de creep repetido se asocia al tipo de carga que se suscita en el pavimento. A partir de los estudios con este ensayo D'Angelo et al. (2007) desarrolló una nueva metodología denominada Multiple Stress Recovery Test (MSCRT) la cual estudia la dependencia del asfalto a las variaciones de tensiones inducidas. Este método se ha incorporado dentro de la especificación SHRP para la clasificación de asfaltos modificados en el rango de temperaturas altas, deformaciones permanentes, en la normativa ASTM D 7405 (2010).

El MSCRT evalúa la capacidad de un asfalto modificado de mantener su respuesta elástica a diferentes niveles de tensión impuesta mientras se lo somete a ciclos de carga y descarga repetidos a diferentes niveles de tensión. La metodología aplica diez ciclos de carga de 1 s de duración y 9 s de descarga para dos niveles de tensión de 100 y 3200 Pa. Durante el ensayo se miden las deformaciones a lo largo del tiempo para los dos niveles de tensión, figura 2.29.

Mediante este ensayo se evalúa la capacidad del asfalto de mantener su respuesta elástica frente a tensiones de corte importantes, como las que imponen cargas de tránsito elevadas. Por otro lado se evalúa la deformación total al final del ensayo que da una idea del nivel de deformaciones permanentes acumuladas.

⁵ Figura tomada del reporte Nchrp 459.

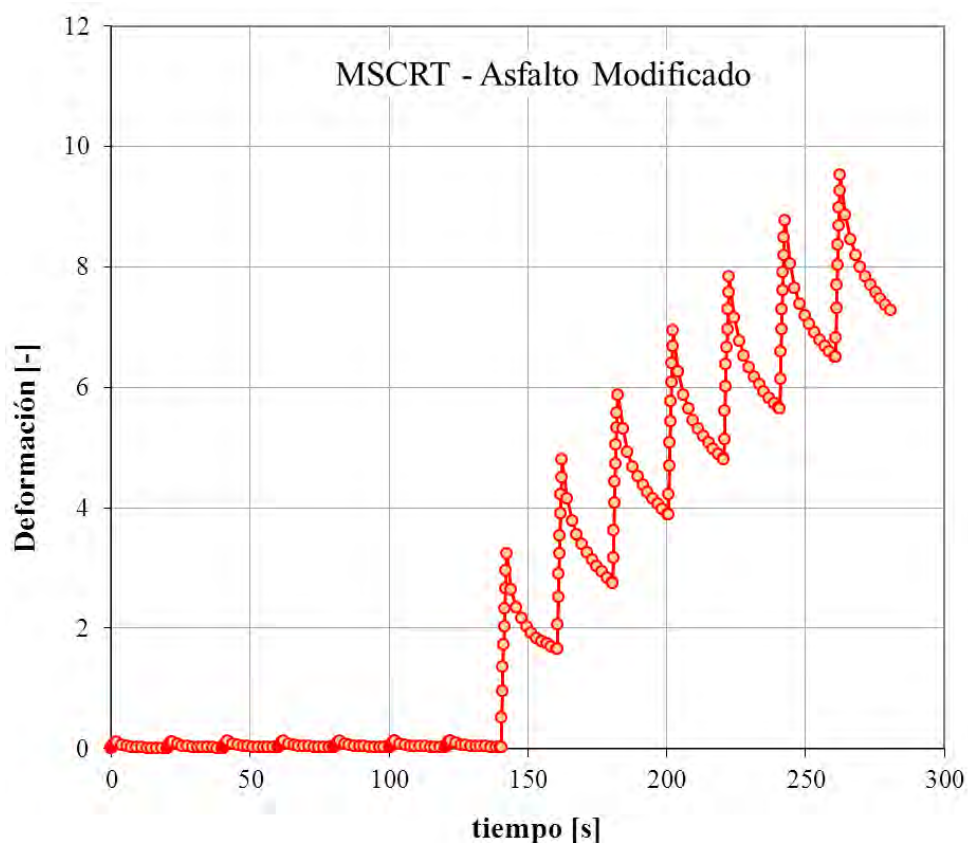


Figura 2.29. Deformaciones en el tiempo medidas en el MSCRT.

2.3.4.3. Relación entre el $G^*/\text{sen}\delta$ y la ZSV

Rowe et al. (2002) estudiaron reemplazar dentro de la especificación SHRP el $G^*/\text{sen}\delta$ por la ZSV como parámetro de especificación para las altas temperaturas en asfaltos modificados. En su estudio calcularon los valores de $G^*/\text{sen}\delta$ y ZSV de una serie de asfaltos, convencionales y modificados a diferentes temperaturas. En la figura 2.30 se muestra los valores de ZSV en función de los valores de $G^*/\text{sen}\delta$ de los diferentes ligantes. Se observa como en para los asfaltos convencionales (AC-5, AC-10, AC-20 y PG 64-22) existe una relación única entre la ZSV y el $G^*/\text{sen}\delta$. Sin embargo los asfaltos modificados (AC-20P, Novasphalt y Styrelf) se alejan de esa representación.

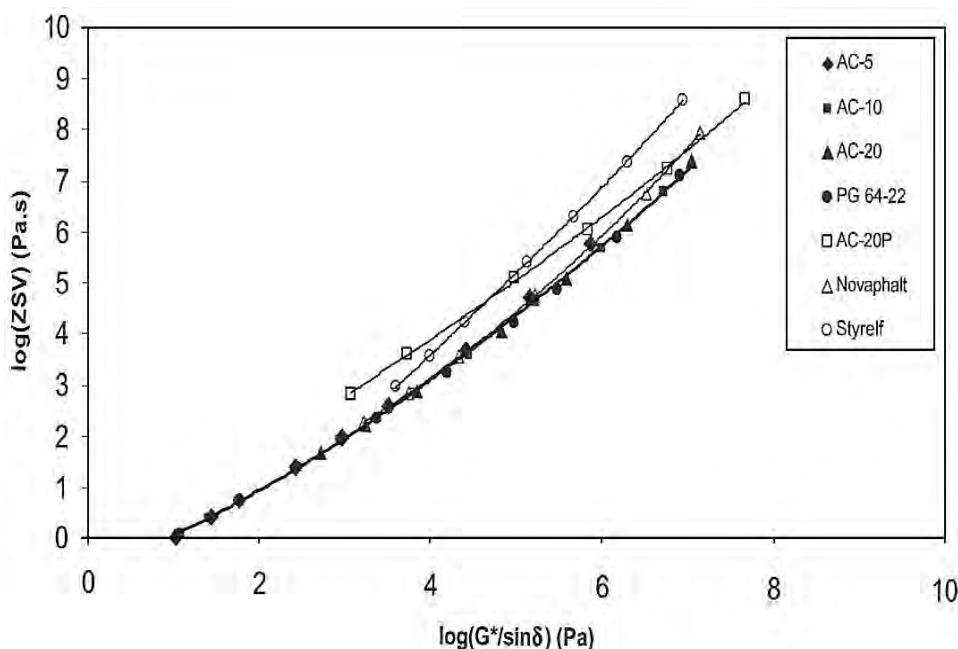


Figura 2.30. Relación de la ZSV con $G^*/\text{sen}\delta$ de diferentes ligantes a diferentes temperaturas.⁶

A partir de la relación encontrada para los asfaltos convencionales y teniendo en cuenta que el parámetro $G^*/\text{sen}\delta$ representa bien la contribución de los mismos frente a las deformaciones permanentes, se calcularon los valores de ZSV asociados a los valores de $G^*/\text{sen}\delta$ de 1 kPa (asfalto original) y de 2,2 kPa (asfalto envejecido en RTFOT) respectivamente (ver tabla 2.2). Rowe y coautores proponen estos límites de ZSV que se deben calcular en los ligantes modificados para obtener la temperatura de alta del grado de desempeño. En base al criterio de ZSV los asfaltos modificados presentaron aproximadamente 12 °C más de temperaturas de alta a la obtenida a través del criterio tradicional de $G^*/\text{sen}\delta$. Esto equivale a un salto de dos grados en la valoración del grado de desempeño de los ligantes modificados.

Tabla 2.2. ZSV correspondientes a $G^*/\text{sen}\delta$ de 1 y 2,2 kPa.

$G^*/\text{sen}\delta$ [kPa]	ZSV [Pa.s]
1,0	104,8
2,2	252,7

2.3.5. Medición de las deformaciones permanentes en laboratorio

El estudio y caracterización de las deformaciones permanentes en forma racional ha llevado al desarrollo de ensayos de laboratorio que tratan de reproducir el problema. Así surgen los ensayos de rueda cargada. Estos simulan el efecto del tránsito sobre el pavimento midiendo las deformaciones que sufre la mezcla asfáltica a través del tiempo

⁶ Figura tomada del trabajo de Rowe et al. (2002)

bajo condiciones extremas de tránsito y temperatura. La configuración del ensayo consta básicamente de una rueda, rígida o neumática en algunos casos, la cual aplica una carga sobre la mezcla asfáltica a la vez que circula sobre ésta. Existen a nivel mundial diferentes equipos que tienen configuraciones similares pero con variaciones de uno a otro. Dentro de los más conocidos a nivel mundial se encuentran los equipos de pista británico (BS 596 parte 1 10 1996), el español (NLT 173), el francés y el Asphalt Pavement Analyzer (APA) en Estados Unidos.

Actualmente los tres equipos europeos están contemplados dentro de la norma UNE-EN 12697-22 (2006). El equipo de pista francés está identificado con la configuración de ensayo “large size device” y los equipos inglés y español dentro de la configuración de la norma “small size device”. En la adecuación a la normativa el equipo francés no ha sufrido cambios en sus configuraciones de ensayo sin embargo los otros dos equipos han cambiado de su forma original.

El equipo inglés consiste en una rueda de goma maciza de 207 mm de diámetro y 47 mm de ancho, que cargada con 520 N, se desplaza con movimiento alternativo dentro de un recorrido de 230 mm a razón de 21 ciclos por minuto, sobre una muestra de concreto asfáltico a una temperatura de 60 °C. La duración del ensayo es de 60 minutos, durante este período se miden las deformaciones permanentes producidas en la mezcla asfáltica en intervalos de 1 minuto. La carga aplicada de 520 N equivale a una presión de contacto de 520 kPa.

En el equipo español se someten probetas, a una temperatura de 60°C, al paso de una rueda cargada que ejerce una presión de 900 kPa sobre la superficie de la muestra durante todo el ensayo. La probeta se somete al paso de la rueda durante 120 minutos, o hasta que la deformación total alcance los 15 mm. Durante el ensayo se realizan mediciones periódicas de la deformación.

El equipo francés ensaya probetas usando una rueda de goma inflada a una presión de 600 kPa. Cada probeta tiene 500 mm de longitud por 180 mm de ancho con 50 mm de altura con un nivel de vacíos de 7 %. Se aplica una carga de 5000 N a una temperatura de 70 °C, realizando un total de 20000 pasadas. La carga aplicada en conjunto con la presión de inflado generan una presión de contacto sobre la muestra asfáltica de 710 kPa.

En el APA se aplica una carga de 445 N sobre un tubo flexible de goma presurizado a 690 kPa. La carga es aplicada a través de una rueda rígida de aluminio directamente sobre el tubo de goma que apoya sobre la muestra de mezcla asfáltica. La muestra se mueve hacia delante y hacia atrás bajo la acción de la carga que se mantiene estacionaria. Durante el ensayo se aplican normalmente 8000 ciclos (un ciclo es el movimiento hacia delante y hacia atrás de la muestra bajo la rueda). El APA no sólo se utiliza para evaluar el desgaste sino que también se evalúan fatiga y daño por humedad de las mezclas asfálticas.

En la tabla 2.3 se incluyen a manera de resumen y de forma comparativa los datos más relevantes de cada uno de los equipos antes descritos para medir las deformaciones permanentes en laboratorio.

La carga de 5 20 N del equipo de pista inglés genera una presión de contacto equivalente a una carga máxima por eje de ruedas simples de 8 tn; está es similar a la carga permitida en Argentina para un eje simple. La nueva configuración de carga para los ensayos de rueda cargada dentro de la UNE 12697-22 es de 700 N, lo que equivale a un eje de ruedas simple de 10,5 tn que correspondería a una sobrecarga en nuestro país.

Tabla 2.3. Diferentes equipos de rueda cargada.

Equipo	Inglés	Español	Francés	USA
Tipo de rueda	Rígida	Rígida	Neumática	Neumática
Dimensiones de la probeta [mm]	300 x 300 x 50	300 x 300 x 50	500 x 180 x 50	300 x 125 x 75
Temperatura de ensayo [°C]	45 ó 60	60	70	40 a 60
Carga [N]	520	900	700	445
Presión de Contacto [kPa]	520	900	710	454

Cada uno de los equipos tiene asociado límites para definir la aptitud de una mezcla. La especificación para el equipo francés define el límite de falla como aquel en el cual las deformaciones permanentes alcanzaron el 10% de la altura de la probeta. España en su pliego de especificaciones (PG 3 2004) indica para mezclas bituminosas en caliente y para micro aglomerados en caliente para capas de rodadura en zona térmica estival cálida una velocidad máxima de deformación comprendida entre 12 y 15 $\mu\text{m}/\text{min}$ en el ensayo de pista dentro del intervalo entre 105 a 120 minutos (Norma NLT 173). El departamento de transporte de Virginia en EE.UU desarrolló para el APA un criterio de falla frente al ahuellamiento a partir de ensayos sobre testigos de mezclas asfálticas colocadas en diferentes caminos (Prowell 1999). A partir de un análisis estadístico se definió el criterio de límite máximo de ahuellamiento para un nivel de confianza del 95 %. Dicho límite se dio para valores de deformación de 4 a 8 mm.

Agnusdei y coautores (2007a) establecieron un límite de deformaciones permanentes para el ensayo de rueda cargada en base a ensayos sobre testigos tomados de diferentes rutas. Este límite es válido para el equipo de rueda cargada con una carga de 520 N y una temperatura 60°C y define estándares de buen comportamiento de mezclas asfálticas densas. En su trabajo algunos de los testigos estudiados pertenecían a caminos que presentaban serios ahuellamiento, mientras que los demás representaban caminos en buenas condiciones. En la figura 2.31 se observa los resultados del parámetro velocidad de deformación para 120 min obtenido para los diferentes testigos en el ensayo de rueda cargada. A partir de esos datos realizaron un análisis estadístico obteniendo el límite máximo de velocidad de deformación para un nivel de confianza del 95 %. El mismo resulto un valor de 0,0052 m m/min. Dentro del análisis no se tuvieron en cuenta los datos de los testigos de rutas con ahuellamiento.

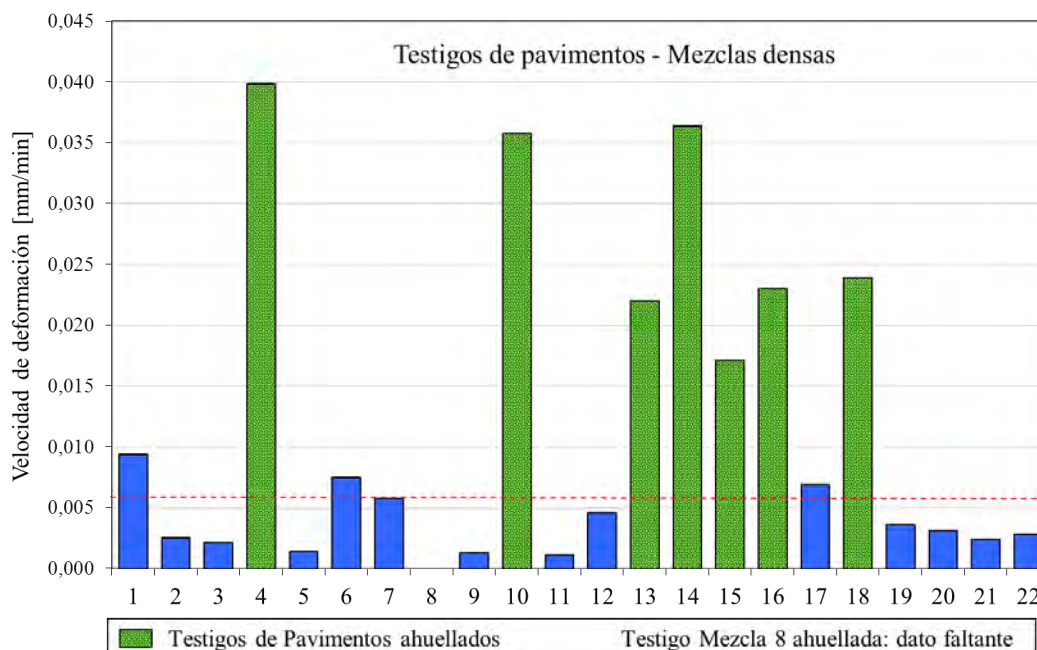


Figura 2.31. Resultados de velocidad de deformación de testigos de pavimentos ensayados en el equipo de rueda cargada.

Los límites de desempeño mencionados están determinados para condiciones de carga y temperatura específicas. Sin embargo en la realidad se dan condiciones de temperatura y carga que no siempre son las más extremas.

Es necesario conocer dentro del diseño de una mezcla asfáltica si la misma es susceptible al ahuellamiento para poder corregir el problema a tiempo y no verlo en el pavimento ya construido, con los inconvenientes que ello ocasiona. Con este propósito dentro del pliego de especificaciones técnicas de mezclas asfálticas (CPA 2006) se especifica al ensayo de rueda cargada como de determinación obligatoria. Este pliego todavía no está en vigencia pero es de importancia este aspecto de manera de tener una base de datos si se quiere especificar este ensayo y dar las pautas para que una mezcla no sufra deformaciones permanentes.

2.4. Comentarios y consideraciones finales

Este capítulo trató sobre el estado del conocimiento en los temas abordados en la tesis. Como objetivo principal aparece caracterizar el problema de las deformaciones permanentes en mezclas asfálticas tomando en cuenta las propiedades reológicas de los asfaltos considerando el desempeño de las mezclas asfálticas en función de la temperatura y las cargas que soportan los pavimentos por medio del ensayo de pista.

En primer lugar se desarrollaron los diferentes tipos de falla que afectan a un pavimento asfáltico haciendo un especial desarrollo sobre el problema de las deformaciones permanentes y los diferentes mecanismos de acción que generan este tipo de deterioro: temperaturas, carga de tránsito y materiales; en especial la debida a los ligantes asfálticos y sus propiedades reológicas. Luego se estudiaron métodos de medición de deformaciones permanentes en laboratorio en las diferentes variantes que existen a nivel mundial.

A partir de todo lo visto surge que en Argentina y Latinoamérica existen pocos antecedentes a cerca del estudio de las propiedades reológicas de los asfaltos y su relación con las deformaciones permanentes. No existen desarrollos de especificaciones para parámetros reológicos para caracterizar el aporte de los diferentes asfaltos en la resistencia al ahuellamiento.

El ensayo de pista, si bien no es una metodología nueva, no es utilizado normalmente como herramienta de comprobación dentro del diseño de las mezclas asfálticas en nuestro país. Resulta importante este ensayo como una parte ineludible del diseño.

El desempeño en los equipos de pista está determinado para condiciones de carga y temperatura específicas; sin embargo en la realidad las condiciones de temperatura y carga no son siempre las más extremas.

Las condiciones climáticas y del tránsito a las que va estar sometido el pavimento así como las propiedades reológicas de los asfaltos utilizados tienen un papel decisivo en el desempeño del concreto asfáltico. Resulta importante el estudio en conjunto del desempeño, la temperatura y las propiedades reológicas para asistir al diseño de mezclas asfálticas. De esta manera sería posible considerar las condiciones reinantes en el camino y realizar un adecuado diseño de la mezcla asfáltica.

Es común que las cargas máximas permitidas para el tránsito se superen, sobre todo en rutas de transporte de producción generando las consecuentes deformaciones en los caminos. Es importante conocer la respuesta de la mezcla asfáltica ante estas acciones y contemplarlas en el diseño.