



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres

**INFLUENCIA DE UN ADITIVO MEJORADOR DE ADHERENCIA EN EL DESEMPEÑO MECÁNICO
DE ASFALTOS MODIFICADOS EN MÉXICO**

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Maestro en Ingeniería de Vías Terrestres

Presenta:

Ing. Yeitzta Ayala del Toro

Dirigido por:

Dr. Paul Garnica Anguas

Co-Dirigido por:

Dra. María de la Luz Pérez Rea

SINODALES


Dr. Paul Garnica Anguas
Presidente

Dra. María de la Luz Pérez Rea
Secretario

M.I. José Antonio Gómez López
Vocal

Dr. Omar Chávez Alegría
Suplente

Dr. Jesús Alonso Mota
Suplente


Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad de Ingeniería


Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña
Director de Investigación y Posgrado


Firma


Firma


Firma


Firma


Firma

RESUMEN

Considerando el incremento en la intensidad del tránsito en las carreteras, ha sido necesario el uso de ligantes asfálticos modificados; aunado al uso de aditivos promotores de adherencia debido a la degradación prematura en la carpeta asfáltica observada en algunas regiones del país. La degradación prematura se asocia a la falta de interacción química entre el agregado pétreo y el ligante asfáltico.

La caracterización actual de ligantes asfálticos por Grado PG, generalmente subestima el desempeño potencial de los asfaltos modificados (Bahia et al., 2001), motivo por el cual se desarrollaron nuevos procedimientos de prueba para evaluar la resistencia a la deformación permanente y fatiga, llamados: Recuperación Elástica de Creep Repetido (MSCR) y Carga Cíclica Repetida (RCL), respectivamente. Posteriormente surgió otro método llamado Barrido de Amplitud Lineal (LAST) para sustituir al RCL debido a los largos tiempos de ejecución que exige.

La metodología de este trabajo de tesis consistió en la evaluación de un asfalto modificado y la influencia de un aditivo químico de adherencia comercial con tres concentraciones distintas. La evaluación se realizó de acuerdo al Grado PG y posteriormente con los métodos MSCR, RCL y LAST para ser comparados.

Se determinó que la inclusión del aditivo químico de adherencia sí repercute en un cambio del Grado PG del ligante asfáltico, debido principalmente a un decremento en el G^* . La evaluación por medio del MSCR mostró los mismos indicios que la evaluación por Grado PG, ya que la deformación permanente se incrementó conforme la concentración de aditivo aumentaba. Finalmente, evaluando la fatiga se determinó un decremento en la vida útil del pavimento conforme la concentración de aditivo aumentaba.

palabras clave: reología, aditivo de adherencia, creep repetido, carga cíclica repetida.

SUMMARY

Considering the continuous increase in the roadway's traffic intensity, it has been necessary the application of modified asphalt binders; coupled with the use of anti-stripping agents (ASA's) because of the asphalt layer's premature degradation observed in some regions of the country. The premature degradation is associated to the lack of chemical interaction between the aggregate and the asphalt binder.

The PG Grade asphalt binder's characterization usually underestimates the enhancement contributed by the modification (Bahia et al., 2001), for this reason, new test procedures were developed to measure the rutting and fatigue resistance called: Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) and Repeated Cyclic Loading (RCL), respectively. Later, a new method was developed, called Linear Amplitude Sweep Test (LAST), to substitute the RCL test due to the large execution time.

The methodology of this thesis consisted in evaluating a modified binder and the influence of a chemical anti-stripping agent in 3 different amounts. The valuation was made according to the PG Grade classification and later with the MSCR, RCL and LAST tests, to be compared.

A modification in the PG Grade was determined with the use of the ASA, primarily because of the diminish in G^* . The MSCR test showed the same variations in the stiffness of the binders than the PG Grade characterization, increasing the permanent deformation as the quantity of ASA increased. Finally, a decrease in the life of the pavement was observed, when the fatigue was evaluated, also as the amount of additive increased.

key words: rheology, anti-stripping agent, repeated creep, repeated cyclic loading.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por haberme permitido llegar a este momento de mi vida y disfrutarlo con mis seres queridos; por darme fuerza cada día para seguir adelante.

A mis padres, por haberme educado con el objetivo de siempre continuar estudiando y aprendiendo. Por inculcar en mi formación el deseo de perseverar y no darme por vencida con ningún obstáculo. Agradezco el apoyo durante estos dos años de la maestría en todos los aspectos que ayudaron a que la concluyera con éxito.

Un especial agradecimiento al Dr. Horacio Delgado Alamilla del Instituto Mexicano del Transporte por su apoyo constante en el proceso de mi investigación, por brindarme sus conocimientos y mejores consejos para el desarrollo de la misma, y por estar al pendiente de cada detalle para que el resultado fuera el mejor posible.

Finalmente, pero no menos importante, al CONACYT, por haber brindado el apoyo económico para poder concluir con éxito mis estudios al mismo tiempo que concluyo la tesis de investigación para poder continuar con mi formación profesional.

ÍNDICE

RESUMEN	i
SUMMARY	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE DE TABLAS	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Justificación	5
1.3 Objetivo	7
1.4 Hipótesis	7
2. REVISIÓN DE LA LITERATURA	8
2.1 Modos de falla de un pavimento	8
2.2 Ligantes asfálticos	13
2.3 Ensayos adicionales para ligantes asfálticos	26
2.4 Aditivos de adherencia	32
3. METODOLOGÍA	35
3.1 Etapa 1: Caracterización inicial	38
3.2 Etapa 2: Deformación permanente	51
3.3 Etapa 3: Agrietamiento por fatiga	55
4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	62
4.1 Etapa 1: Caracterización inicial	62
4.2 Etapa 2: Deformación permanente	79
4.3 Etapa 3: Agrietamiento por fatiga	88
5. CONCLUSIONES	104
REFERENCIAS	107
APÉNDICE	111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 - Clasificación de los materiales asfálticos	20
Tabla 2.2 - Ajustes del Grado PG seleccionado por clima de acuerdo con la intensidad del tránsito esperada y con la velocidad de operación	26
Tabla 2.3 - Composición general de aditivos químicos	34
Tabla 3.1 - Materiales de investigación	36
Tabla 3.2 - Ensayos en el DSR	47
Tabla 3.3 - Repetibilidad de resultados	49
Tabla 3.4 - Requisitos de calidad para cementos asfálticos Grado PG	50
Tabla 3.5 - Grados de desempeño, MSCR	55
Tabla 3.6 - Clasificación PG para ensayo MSCR	56
Tabla 3.7 - Generalidades del ensayo RCL	57
Tabla 3.8 - Generalidades del ensayo LAST	59
Tabla 4.1 - Resultados de viscosidad a 135 °C	62
Tabla 4.2 - Variación de viscosidad entre muestras	62
Tabla 4.3 - Resultados de DSR en condición original	63
Tabla 4.4 - Variación entre ligantes en condición original a 76 °C	65
Tabla 4.5 - Resultados del cambio de masa en RTFO	65
Tabla 4.6 - Variación de la pérdida de masa entre muestras	65
Tabla 4.7 - Resultados de DSR después de RTFO	66
Tabla 4.8 - Variación entre ligantes después de RTFO a 76 °C	68
Tabla 4.9 - Comparativa de parámetros a 76 °C en condición original y después de RTFO	69
Tabla 4.10 - Grado PG a altas temperaturas	70
Tabla 4.11 - Resultados de DSR después de PAV	71
Tabla 4.12 - Resultados de BBR	74
Tabla 4.13 - Grado PG a bajas temperaturas	75
Tabla 4.14 - Grado PG de ligantes asfálticos	75
Tabla 4.15 - Deformación permanente total	82

Tabla 4.16 - Variación del incremento en la deformación con el cambio de temperatura, entre ligantes	84
Tabla 4.17 - Influencia de la carga en la deformación permanente total	85
Tabla 4.18 - Resultados de creep repetido	86
Tabla 4.19 - Clasificación por MSCR	88
Tabla 4.20 - Parámetros de entrada de ensayo RCL	89
Tabla 4.21 - Parámetros de entrada del ensayo RCL modificado	91
Tabla 4.22 - Comparativa de ciclos de falla, RCL modificado	93
Tabla 4.23 - Datos para cálculo de método LAST	96
Tabla 4.24 - Ejemplo de cálculo del daño acumulado y ajuste de curva para $30 < t < 80$	96
Tabla 4.25 - Coeficientes para ley de fatiga	96
Tabla 4.26 - Variación de N_f a 20 °C	98
Tabla 4.27 - Variación de N_f a 28 °C	99
Tabla 4.28 - Variación de esfuerzos en residuo de RTFO	101
Tabla 4.29 - Punto de fusión en residuo de RTFO	102

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Correlación de la mezcla asfáltica con el asfalto en deformación permanente	6
Figura 1.2 - Correlación de la mezcla asfáltica con el asfalto en fatiga	6
Figura 2.1 - Ahuellamiento por subrasante débil	10
Figura 2.2 - Ahuellamiento por mezcla asfáltica débil	10
Figura 2.3 - Agrietamiento por fatiga	11
Figura 2.4 - Agrietamiento por baja temperatura	12
Figura 2.5 - Comportamiento de flujo del cemento asfáltico	14
Figura 2.6 - Comportamiento elástico y viscoso	16
Figura 2.7 - Importancia de δ en la reología	17
Figura 2.8 - Respuesta esfuerzo-deformación de un material viscoelástico	17
Figura 2.9 - Punto de fusión en ligantes asfálticos	19
Figura 2.10 - Ejemplo sobre nivel de confiabilidad en la temperatura del pavimento	24
Figura 2.11 - Regiones geográficas para la utilización recomendable de cementos asfálticos Grado PG	25
Figura 2.12 - Modelo de Burgers y su respuesta	29
Figura 2.13 - Resultados de fatiga en residuo de RTFO, $f=10$ Hz, $\gamma = 3\%$, $T = 20^{\circ}\text{C}$	30
Figura 2.14 - Aplicación de carga en ensayo LAST	32
Figura 2.15 - Unión de moléculas de asfalto y agregado	33
Figura 3.1 - Incorporación de aditivo al asfalto	36
Figura 3.2 - Metodología general	37
Figura 3.3 - Ensayo de viscosidad rotacional	39
Figura 3.4 - Ensayo de deformación en el DSR	41
Figura 3.5 - Ensayo de envejecimiento en RTFO	42
Figura 3.6 - Ensayo de envejecimiento en PAV	44
Figura 3.7 - Ensayo de fatiga en el DSR	45
Figura 3.8 - Ensayo de viga a flexión	46

Figura 3.9 - Ensayos Superpave para asfaltos	48
Figura 3.10 - Evaluación de ligantes asfálticos	49
Figura 3.11 - Ciclo 1, ensayo MSCR	52
Figura 3.12 - Parámetro de conformidad vs. porcentaje de recuperación	54
Figura 3.13 - Ejemplo de uso del concepto de DER en ligantes	58
Figura 4.1 - Variación de G^* y δ a 76 °C en condición original	64
Figura 4.2 - Variación de $G^*/\sin\delta$ a 76 °C en condición original	64
Figura 4.3 - Variación de G^* y δ a 76 °C después de RTFO	67
Figura 4.4 - Variación de $G^*/\sin\delta$ a 76 °C después de RTFO	67
Figura 4.5 - Comparativa de parámetros a 76 °C en condición original y después de RTFO	69
Figura 4.6 - Variación de G^* a temperaturas intermedias después de PAV	72
Figura 4.7 - Variación de $G^* \sin\delta$ a temperaturas intermedias después de PAV	72
Figura 4.8 - Variación de δ a temperaturas intermedias después de PAV	73
Figura 4.9 - Variación de S y m a bajas temperaturas	74
Figura 4.10 - Resultados de fracción SARA	76
Figura 4.11 - Comparativa de fracciones en condición original	77
Figura 4.12 - Comparativa de fracciones con residuo de RTFO	78
Figura 4.13 - Comparativa de fracciones con residuo de PAV	78
Figura 4.14 - Ejemplo: resultados de creep repetido	80
Figura 4.15 - Resultados de creep repetido a 70 °C	81
Figura 4.16 - Resultados de creep repetido a 76 °C	81
Figura 4.17 - Influencia del aditivo a 70 °C	82
Figura 4.18 - Influencia del aditivo a 76 °C	83
Figura 4.19 - Influencia del aditivo a la ϵ permanente total	83
Figura 4.20 - Influencia de la temperatura a la ϵ permanente total	84
Figura 4.21 - Variación del J_{nr}	86
Figura 4.22 - Respuesta elástica a 70 y 76 °C	87
Figura 4.23 - G^* en RCL	90
Figura 4.24 - Ciclo de falla para RCL	90
Figura 4.25 - Resultados de RCL modificado	92

Figura 4.26 - Ciclo de falla para RCL modificado	92
Figura 4.27 - Resultado: barrido de frecuencias.	94
Figura 4.28 - $\log(\omega)$ vs. $\log[G'(\omega)]$	95
Figura 4.29 - Resultado: barrido de deformaciones	95
Figura 4.30 - Curva para ley de fatiga	97
Figura 4.31 - Resultados LAST en residuo de RTFO	97
Figura 4.32 - Ley de fatiga para 20 °C	99
Figura 4.33 - Ley de fatiga para 28 °C	100
Figura 4.34 - Localización de PF en residuo de RTFO	102

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

De acuerdo a los datos viales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2014), el volumen del tránsito vehicular se ha ido incrementando a través de los años, y más importante aún en niveles de carga, lo que ha generado la necesidad de utilizar materiales para pavimentos con mayor resistencia. En lo que respecta a los pavimentos flexibles, el estudio del comportamiento de los materiales que conforman el concreto asfáltico: agregado pétreo y ligante asfáltico, son de gran importancia para obtener mezclas asfálticas de alto desempeño (Garnica, Delgado, & Sandoval, 2005).

Zoorob, Castro-Gomes, Pereira, & O'Connell (2012) sostienen que la resistencia de una mezcla asfáltica está relacionada con la rigidez del ligante, la volumetría de la mezcla y la interacción entre la unión del ligante y el agregado. Respecto a la rigidez del ligante asfáltico, actualmente existe la práctica de adicionar asfaltos, ya sea con polímeros u otros materiales que aumenten su resistencia a corto y largo plazo; es el principal objetivo. Estos modificadores tienen la particularidad de alterar las propiedades mecánicas del asfalto para aumentar su resistencia e inclusive incrementar el rango de temperaturas máxima y mínima de acuerdo a la caracterización por Grado PG del método Superpave.

Desde 1987 hasta 1993, el SHRP (Programa de Investigación Estratégica de Carreteras) desarrolló las especificaciones Superpave (Pavimentos Asfálticos de Desempeño Superior) basadas en el desempeño de los materiales, así como los métodos de prueba para ligantes asfálticos, agregados y la metodología de diseño de mezclas asfálticas fabricadas en caliente. En el caso de los ligantes asfálticos, el método fue desarrollado de acuerdo a los efectos climáticos, daños durante la construcción, envejecimiento (durante la construcción y en servicio), velocidad de tránsito y volumen de tránsito. El inconveniente de la investigación resultó en que fue realizada en su mayor parte con cementos asfálticos

convencionales, que eran los más utilizados en esa época. Lo anterior llevó a que no fueran validadas las especificaciones Superpave y los métodos de prueba para ligantes con modificadores, ya que las propiedades evaluadas con las especificaciones Superpave se encuentran en la región viscoelástica lineal del ligante y no capturan apropiadamente la respuesta viscoplástica de estos.

Durante el Proyecto 9-10 del NCHRP (Programa de Investigación de la Cooperativa Nacional de Carreteras), un grupo de Instituciones y Centros de Investigación en Estados Unidos (EUA) fueron asignados a realizar la tarea de recomendar los cambios y métodos de prueba necesarios a la actual especificación, en ese tiempo: AASHTO MP1 "Especificación Estándar para el Grado de Desempeño de Ligantes Asfálticos". Lo anterior, con el objetivo de caracterizar completamente un ligante asfáltico modificado y validar dichas recomendaciones a través de una metodología de pruebas en laboratorio para una HMA modificada. En el reporte final de Bahia et al. (2001), se concluyó que la actual especificación generalmente subestima el desempeño potencial de los asfaltos modificados.

En la investigación mencionada anteriormente, se hace referencia a los parámetros y protocolos de pruebas sugeridos para la especificación, los cuales fueron desarrollados para tres conceptos: (1) deformación permanente, evaluada por medio del parámetro de conformidad, J_{nr} , en el ensayo Recuperación Elástica de Creep Repetido (MSCR); (2) agrietamiento por fatiga, evaluada con el número de ciclos requeridos para la propagación de la grieta, N_p , por medio de un ensayo de Carga Cíclica Repetida (RCL); y (3) agrietamiento por baja temperatura, una medida directa de la temperatura de transición-vítrea del ligante combinada con esfuerzo y deformación de falla para una tasa de enfriamiento de diseño en una región específica.

Otro factor, mencionado previamente, que incide en el buen desempeño de una mezcla asfáltica, es la interacción entre la unión del ligante y el agregado. La falta de interacción entre el agregado y el asfalto se conoce como pérdida de

adherencia; una situación típica de la pérdida de adherencia es la pérdida gradual de la resistencia con el paso de los años, la que causa varias manifestaciones en la superficie del pavimento, como son: roderas, corrugaciones, agrietamiento, baches, etc. (Xiao & Amirkhanian, 2010)

Rebollo, Botasso, Soengas, & Cuattrocchio (2008) definen la adhesividad —o adherencia— como la capacidad de un ligante para quedar fijo en el agregado, al cual recubre sin peligro de desplazamiento, incluso en presencia de agua, tráfico y cambios bruscos de temperatura. Una forma de prevenir la pérdida de adherencia en un pavimento, es con el uso de agentes o aditivos de adherencia. Los aditivos de adherencia se incorporan al ligante asfáltico para posteriormente mezclarse con el agregado y constituir la mezcla asfáltica. Los agentes de adhesión son generalmente especificados para mejorar el desempeño de una mezcla que es susceptible al daño por humedad. Lavin (2003) definió a un agente de adhesión como un producto químico, usualmente líquido, que es agregado al ligante asfáltico en una cantidad muy pequeña. Este tipo de productos reducen la incidencia de daño por humedecimiento de la carpeta asfáltica, por lo que si no se tiene un adecuado sistema de drenaje, control de calidad en construcción, etc., estos materiales pueden ayudar en gran medida a disminuir el daño por humedad en el pavimento.

Una investigación previa de Salazar, Delgado, Garnica, & Terán (2013) demostró la influencia de un aditivo químico a base de una amina grasa en el desempeño de una mezcla asfáltica densa mediante los niveles I y II del Protocolo AMAAC. Se utilizó un asfalto modificado con SBS y agregado de origen basáltico. En dicho estudio se determinó la afinidad asfalto-agregado mediante tres ensayos de adherencia, el ensayo de Tensión Indirecta (TSR) y el ensayo de deformación permanente por medio del Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA). Los resultados indicaron una mejora en la interacción entre el agregado y el ligante en los tres métodos de adherencia, observando que a mayor concentración de aditivo, la afinidad también se incrementaba. Por otro lado en el desempeño a la

deformación permanente y al daño por humedad, se observó una mejoría en las mezclas con porcentajes de 0.3 y 0.5% de aditivo mejorador de adherencia.

Xiao & Amirkhanian (2010) —utilizando un aditivo químico a base de una amidoamina grasa y otro a base de poliaminas— no detectaron un cambio en la viscosidad de un asfalto convencional (PG 64-16); sí detectaron un ligero incremento en el $G^*/\sin\delta$; y finalmente mostraron un incremento también en el J_{nr} ; dichos comportamientos observados con ambos aditivos.

Por su parte, Morea, Marcozzi, & Castaño (2012) comentan que existen distintos tipos de aditivos, algunos de ellos modifican el comportamiento reológico de los asfaltos (cera o parafina) mientras que otros, en teoría, mantienen las propiedades reológicas inafectadas (aditivos químicos). En su investigación demostraron la nula afectación a las propiedades reológicas de un asfalto convencional con dos aditivos químicos para adherencia; aunque por otro lado, estos mejoraron el comportamiento mecánico de un asfalto modificado con SBS en términos del ensayo MSCR.

Finalmente, Gore (2005) indica que los cambios en el Grado PG varían con el tipo de asfalto, y el tipo y dosificación del aditivo de adherencia. Con la adición de un aditivo amínico en cuatro distintos asfaltos convencionales, observó incremento y decrementos en la temperatura alta específica del Grado PG, siendo que el mayor cambio porcentual registrado fue con los asfaltos en el DSR (reómetro de corte dinámico) con residuo de RTFO (horno rotatorio de película delgada). En el desempeño a bajas temperaturas, se registraron desde cero afectaciones hasta ligeras mejorías en la pendiente m del BBR (reómetro de viga a flexión).

1.2 Justificación

De acuerdo a la publicación conjunta del Asphalt Institute Inc. & European Bitumen Association-Eurobitume (2011) se sabe que aproximadamente el 85% del asfalto producido en el mundo es utilizado por la industria de construcción de carreteras. En México, particularmente, de acuerdo con los datos estadísticos de Petróleos Mexicanos (PEMEX), la producción de asfalto en 2012 fue de 1.4 millones de toneladas métricas. De aquí surge la importancia de conocer el comportamiento del asfalto producido y utilizado en México, ya que la mayor parte de los pavimentos son de concreto asfáltico.

Aunado a investigar el comportamiento del asfalto producido en el país — así como los asfaltos modificados por las empresas proveedoras—, es indispensable evaluar su desempeño cuando son adicionados con algún producto comercial, como es el caso de los aditivos promotores de adherencia que son agregados directamente al asfalto para posteriormente fabricar la mezcla asfáltica y que éste propicie la interacción química entre agregado y asfalto. La importancia reside en conocer si existe alguna modificación en las propiedades mecánicas del ligante asfáltico al ser adicionados con el aditivo promotor de adherencia.

Finalmente, la evaluación reológica del asfalto se realiza actualmente utilizando la clasificación por Grado PG, la cual se ha popularizado cada vez más en el país; por lo que se evaluará su pertinencia al ser comparados los resultados con los nuevos métodos, MSCR y RCL para evaluar la resistencia a la deformación permanente y al agrietamiento por fatiga, respectivamente, desarrollados por Bahia et al. en 2001.

De acuerdo a los mismos autores, la resistencia a la deformación permanente de una mezcla asfáltica se ve influenciada directamente por el tipo de ligante asfáltico a utilizar. En su investigación del Reporte 459 del NCHRP donde se evaluaron asfaltos grado PG 82 con diferentes modificadores resultó que tuvieron distintos comportamientos a este tipo de falla en la mezcla asfáltica, lo que concluyó en que el parámetro $G^*/\sin\delta$ no evalúa correctamente el desempeño

a la deformación permanente, lo que dio a la tarea de determinar el ensayo apropiado para dicha evaluación. La Figura 1.1 indica la correlación entre el ensayo MSCR y el desempeño de la mezcla.

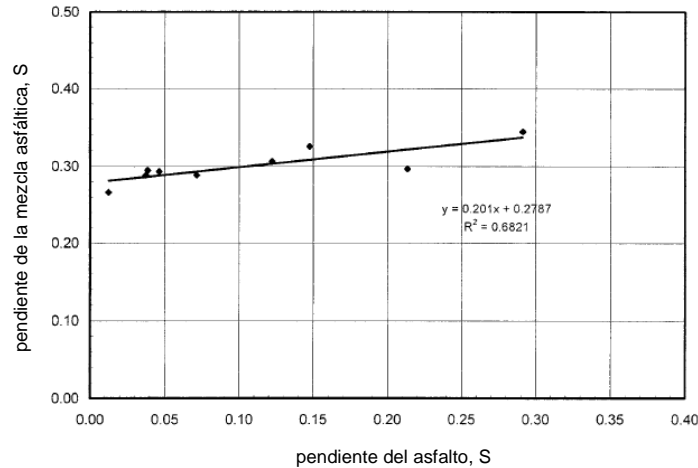


Figura 1.1 - Correlación de la mezcla asfáltica con el asfalto en deformación permanente
Fuente: Bahia et al. (2001)

La resistencia al agrietamiento por fatiga, por otro lado, fue evaluada de igual forma, un asfalto grado PG 82 con diferentes modificadores para comprobar que el comportamiento en la mezcla asfáltica no se correlaciona con el parámetro $G^*(\sin\delta)$ del ligante. De la misma manera, se determinó en la investigación el ensayo más apropiado para correlacionar mezcla y asfalto en fatiga (RCL). La Figura 1.2 indica la correlación entre el ensayo RCL y el desempeño de la mezcla .

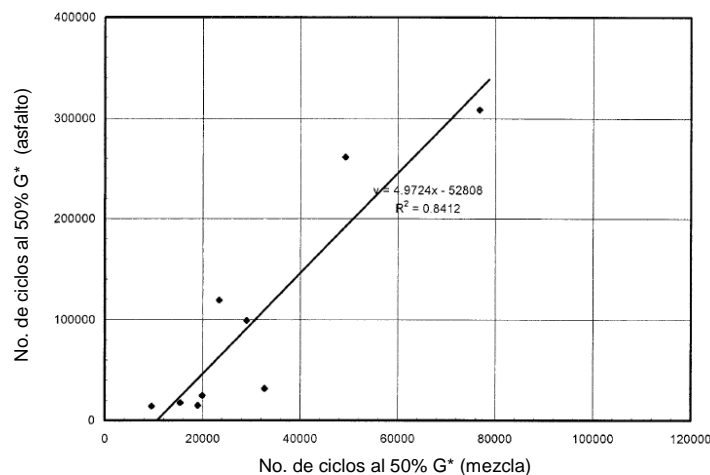


Figura 1.2 - Correlación de la mezcla asfáltica con el asfalto en fatiga
Fuente: Bahia et al. (2001)

1.3 Objetivo

General

Determinar la influencia de un aditivo promotor de adherencia en el desempeño reológico de un ligante asfáltico modificado, así como en los modos de falla por deformación permanente y fatiga en el rango viscoelástico no lineal.

Particulares

- a) Determinar el efecto del aditivo en el Grado PG del ligante.
- b) Determinar la concentración óptima de aditivo mejorador de adherencia — de las especificadas en el proyecto—, para obtener un mejor desempeño en el ligante asfáltico a los modos de falla en estudio.
- c) Establecer la conveniencia de los ensayos de MSCR y RCL para evaluar la susceptibilidad a la deformación permanente y a la fatiga, en un ligante asfáltico modificado, en comparación con la actual clasificación por Grado PG.

1.4 Hipótesis

Un aditivo promotor de adherencia modificará el desempeño mecánico de un ligante asfáltico modificado.

2. REVISIÓN DE LA LITERATURA

El concreto asfáltico es una mezcla de tres componentes básicos: ligante asfáltico, agregados y vacíos de aire; eventualmente con aditivos para mejorar o enaltecer alguna propiedad (Asphalt Institute, 2001, AMAAC-PA-MA 01, 2013). El comportamiento del concreto asfáltico —llamado comúnmente "mezcla asfáltica en caliente" o "HMA" por sus siglas en inglés de *Hot Mix Asphalt*— se rige por las propiedades individuales de cada componente (agregado y asfalto) y por la interacción de estos en el sistema.

La normativa SCT-N-CMT-4-05-001 (2006) define al asfalto como un material bituminoso de color negro, constituido principalmente por asfaltenos, resinas y aceites, elementos que proporcionan características de consistencia, aglutinación y ductilidad a una mezcla asfáltica. Las características de un asfalto a distintas temperaturas, magnitud de carga y etapas de envejecimiento, determinan su desempeño como ligante en un sistema de pavimento. Actualmente es clasificado mediante Grados de Desempeño (PG), y generalmente constituye del 4 al 10% del total de la mezcla. Los agregados o material pétreo son clasificados generalmente en finos, gruesos y polvo (*filler*), los cuales constituyen del 90 al 96% del peso total de la mezcla y se definen como los materiales naturales seleccionados o sujetos a tratamientos de disgregación, cribado, trituración o lavado, que aglutinados con un material asfáltico se emplean en la elaboración de mezclas asfálticas (SCT N-CMT-4-04/08, 2008).

2.1 Modos de falla de un pavimento

Cuando la carga de una rueda es transmitida al pavimento, los esfuerzos principales que son transmitidos a la mezcla asfáltica son verticales de compresión y cortantes entre las capas de la carpeta asfáltica, mientras que en el fondo de la misma se generan esfuerzos horizontales de tensión. Por este motivo, la mezcla asfáltica debe ser internamente muy fuerte y resistente contra los esfuerzos de corte y compresión, con el objetivo de prevenir la deformación permanente; y de la

misma manera, el material también debe presentar suficiente resistencia a la tensión para contrarrestar los esfuerzos de tensión generados en la base de la carpeta asfáltica y así evitar el inicio de la grieta, provocando agrietamiento por tensión. Por último, la mezcla asfáltica también debe resistir los esfuerzos generados por el rápido decremento de la temperatura y climas con temperaturas extremas para evitar contracciones térmicas y por lo tanto la generación del agrietamiento por bajas temperaturas o agrietamiento térmico. Por lo anterior, se pueden identificar los tipos de deterioros básicos en un pavimento, que son: deformación permanente, agrietamiento por fatiga y agrietamiento por temperatura (Asphalt Institute, 2001).

Deformación permanente

Se caracteriza por ser la sección transversal de un pavimento que no se encuentra más en su posición de diseño inicial. Se le llama deformación permanente porque representa una acumulación de pequeñas deformaciones no recuperables que se forman cada vez que una carga es aplicada. El ahuellamiento o rodera formado por el paso de las ruedas es la forma más común de una deformación permanente; aunque el origen de la rodera puede deberse a distintos factores (p. ej., mezcla de capa inferior debilitada por daño de humedad, abrasión, densificación por tránsito). A pesar del origen de la falla, la deformación permanente tiene dos causas principales. En el primer caso, el ahuellamiento es causado por el exceso de esfuerzo repetido aplicado a la capa subyacente (base, sub-base o subrasante) a la carpeta asfáltica (Figura 2.1). Aunque materiales más rígidos podrían reducir este tipo de ahuellamiento, generalmente es considerado un problema estructural, más que un problema de materiales. Otra causa puede ser que alguna capa de la estructura del pavimento fue debilitada por la intrusión de humedad. La deformación ocurre en las capas inferiores, más que en la carpeta asfáltica.

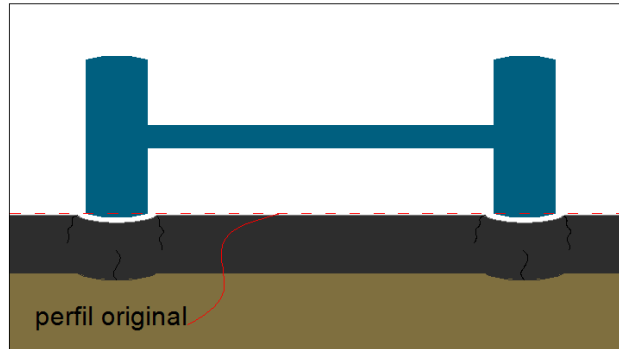


Figura 2.1 - Ahuellamiento por subrasante débil

Fuente: Elaboración propia a partir de Virginia Asphalt Association (2010)

La segunda causa de ahuellamiento, que es la que más preocupa a los diseñadores de una mezcla asfáltica, es la deformación en la carpeta asfáltica. Este tipo de ahuellamiento resulta por la falta de resistencia al corte de la mezcla asfáltica (Figura 2.2). Una mezcla con poca resistencia acumulará pequeñas pero permanentes deformaciones con el paso de cada vehículo, eventualmente formando una huella caracterizada por un hundimiento y movimiento lateral de la mezcla. Este tipo de falla se presenta típicamente durante las temperaturas más altas del pavimento en verano; lo que lleva a pensar que es un problema asociado al ligante asfáltico.

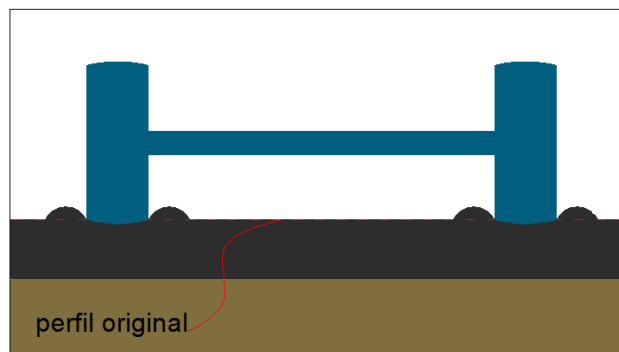


Figura 2.2 - Ahuellamiento por mezcla asfáltica débil

Fuente: Elaboración propia a partir de Virginia Asphalt Association (2010)

La formación de roderas de las mezclas asfálticas débiles es un fenómeno asociado a las altas temperaturas, por consiguiente, ocurre más frecuentemente

en verano. Por lo tanto, debido a que el ahuellamiento es una acumulación de pequeñas deformaciones permanentes, una manera de incrementar la resistencia al corte de la mezcla es utilizando un ligante asfáltico con mayor rigidez, que también se comporta como un sólido elástico a temperaturas altas. Después, cuando la carga sea aplicada, el ligante actuará como una banda elástica y regresará a su posición original en lugar de deformarse permanentemente. Otra manera de incrementar la resistencia de una HMA es seleccionando un agregado con un mayor ángulo de fricción interno, así cuando la carga sea aplicada, los agregados se trabarán unos entre otros y funcionarán como una sola roca elástica de gran tamaño.

Agrietamiento por fatiga

El agrietamiento por fatiga ocurre en los pavimentos asfálticos cuando las cargas del tránsito crean un sobreesfuerzo en el asfalto, generando que se formen las grietas. Un indicio temprano de este tipo de agrietamiento son las grietas longitudinales intermitentes a lo largo de la trayectoria de las ruedas. Este agrietamiento es progresivo, ya que en cierto punto las grietas iniciales se juntarán entre ellas, causando que se forme un mayor número de grietas. Un estado de agrietamiento por fatiga avanzado son las llamadas piel de cocodrilo, caracterizadas por grietas transversales que se conectan con las grietas longitudinales (Figura 2.3). En casos extremos, se forma un bache cuando se comienzan a desprender agregados de la mezcla.

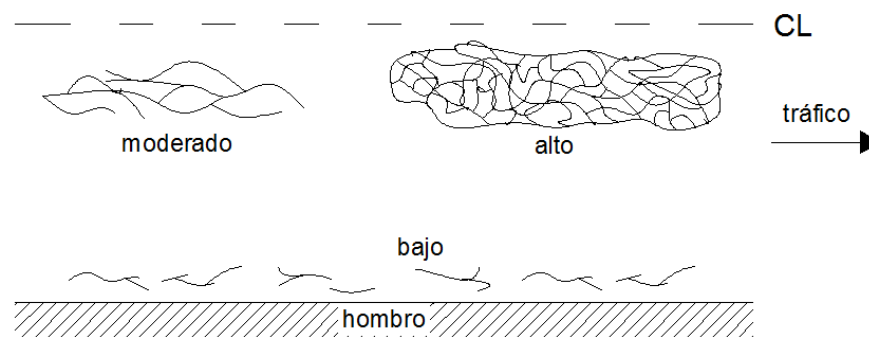


Figura 2.3 - Agrietamiento por fatiga

Fuente: Miller & Bellinger (2003)

El agrietamiento por fatiga es causado usualmente por un número de factores que ocurren simultáneamente:

- a) Principalmente deberán estar presentes las cargas repetidas de vehículos pesados.
- b) Una estructura de pavimento delgada o con capas débiles que son propensas a grandes deflexiones bajo cargas pesadas. Grandes deflexiones (flexión repetida) causan esfuerzos de tensión horizontales en la base de la carpeta asfáltica.
- c) Drenaje pobre y mala construcción.
- d) Pavimentos con un diseño deficiente.

Generalmente, este tipo de agrietamiento es una señal de que el pavimento ha sostenido un número de aplicaciones de carga igual o mayor para la que fue diseñado, en cuyo caso, el pavimento requiere de rehabilitación.

Agrietamiento por baja temperatura

El agrietamiento por baja temperatura es causado por condiciones ambientales adversas más que por cargas de tránsito pesado. Se caracteriza por grietas intermitentes transversales al sentido del tránsito, pero paralelas entre ellas, sorprendentemente a una separación consistente (Figura 2.4).

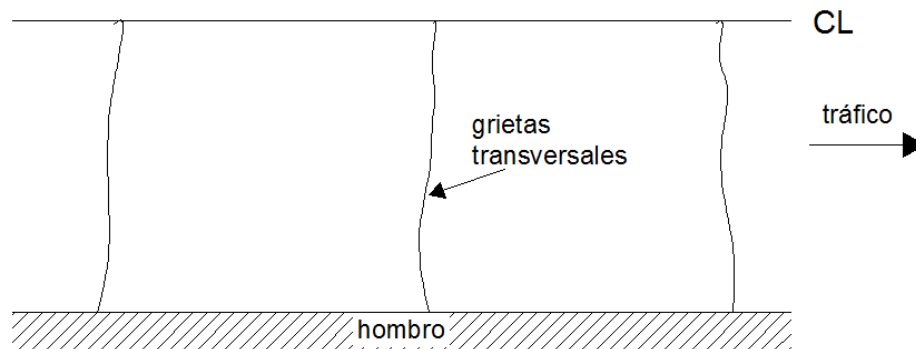


Figura 2.4 - Agrietamiento por baja temperatura
Fuente: Miller & Bellinger (2003)

Las grietas por baja temperatura se forman cuando la carpeta asfáltica se contrae en climas fríos. A medida que el pavimento se contrae, se comienzan a generar esfuerzos de tensión entre la capa hasta que en algún punto a lo largo del pavimento, los esfuerzos de tensión exceden la resistencia a tensión y la carpeta asfáltica se agrieta. Este tipo de agrietamiento ocurre principalmente por un ciclo de baja temperatura, pero puede irse propagando a partir de varios ciclos repetidos de baja temperatura. El ligante asfáltico juega un papel muy importante en el agrietamiento por baja temperatura. En general, asfaltos duros son más propensos, a este tipo de agrietamiento, que asfaltos blandos.

Tomando en cuenta como referencia que el asfalto juega un papel muy importante en el desempeño mecánico de la mezcla, brindándole a esta sus propiedades viscoelásticas, la presente investigación se enfocará en estudiar las propiedades de desempeño de un ligante asfáltico.

2.2 Ligantes asfálticos

Como se mencionó en el capítulo anterior, el método Superpave fue desarrollado de 1987-1993 por el SHRP (Kennedy et al., 1994), estableciendo una nueva metodología de diseño de mezclas asfálticas de desempeño superior. Esta metodología incluye la evaluación de desempeño del ligante asfáltico y la caracterización del agregado mineral; así como el procedimiento de diseño de la mezcla y métodos de predicción del desempeño de la carpeta asfáltica.

Las propiedades relacionadas al desempeño de un pavimento están basadas en la reología, que es la ciencia de estudio del flujo y la deformación de los materiales que son capaces de fluir. Un concepto formal del término sería: "parte que estudia la elasticidad, plasticidad y viscosidad de la materia" (Navas, 2006). De acuerdo a Richard Kim (2009), el desempeño de la mezcla asfáltica se ve directamente influenciado por las propiedades de desempeño del ligante asfáltico. Dubois, Mehta & Nolan (2014) indican que dicho enfoque se basa en el comportamiento fundamental de los ligantes asfálticos: viscoelasticidad,

susceptibilidad al tiempo de aplicación de carga, y susceptibilidad al envejecimiento.

Se considera que el asfalto un material viscoelástico, ya que a temperaturas altas (aprox. $> 60\text{ }^{\circ}\text{C}$) se comporta como un líquido viscoso, mientras que a bajas temperaturas (aprox. $< 0\text{ }^{\circ}\text{C}$) tiene un comportamiento sólido elástico. A las temperaturas intermedias que es donde se encuentran la mayoría de los sistemas de pavimento, el cemento asfáltico presenta ambas características, la de un líquido viscoso y un sólido elástico. En la Figura 2.5 se muestra el comportamiento del flujo de un asfalto, donde este puede ser el mismo en 1 hora a $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ y en 10 horas a $25\text{ }^{\circ}\text{C}$. (Asphalt Institute, 1998).

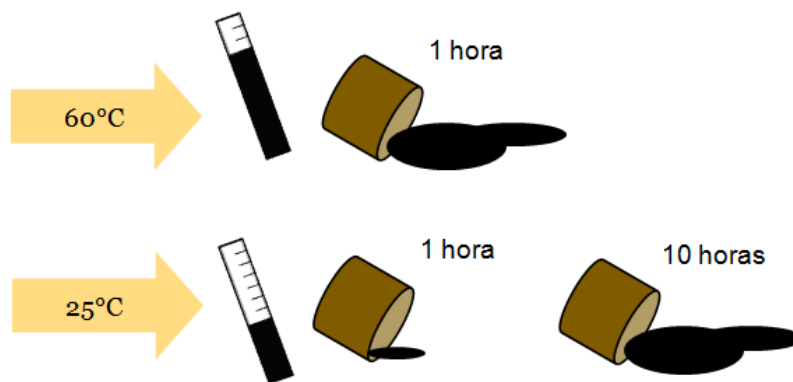


Figura 2.5 - Comportamiento de flujo del cemento asfáltico
Fuente: (Asphalt Institute, 1998)

El comportamiento de un asfalto también es dependiente del tiempo de aplicación de la carga; éste presenta mayor rigidez bajo periodos cortos de carga. La dependencia del comportamiento del asfalto a la temperatura y a los ciclos de carga significa que estos dos factores pueden ser utilizados intermitentemente; esto es, una baja velocidad de carga puede ser simulada por una alta temperatura, mientras que una alta velocidad de carga puede ser simulada por bajas temperaturas.

En el término viscoelástico se induce a estudiar la viscosidad, la cual es la característica que describe la resistencia de los líquidos a fluir. El coeficiente de

viscosidad, η , se utiliza para explicar diferencias en las características de flujo de distintos líquidos. Se obtiene como la pendiente de la curva velocidad de corte, γ , vs. esfuerzo de corte entre capas de una muestra, τ (Ecuación 2.1).

$$\tau = \eta \cdot \gamma$$

Ecuación 2.1

De acuerdo al Asphalt Institute (1996), el asfalto es un material químicamente orgánico, por lo que reacciona con el oxígeno del ambiente generando la oxidación del mismo, la cual modifica la estructura y composición de sus moléculas. La oxidación causa que el asfalto se vuelva más frágil, y es mucho mayor su efecto a temperaturas altas, lo que llevó a conocer el término: envejecimiento. Este fenómeno ocurre en los pavimentos que experimentan velocidades de tránsito relativamente bajas, así como es mayor su desarrollo en climas cálidos que en climas fríos. Una parte considerable del envejecimiento por oxidación ocurre durante el mezclado en caliente del asfalto con los agregados y otras operaciones constructivas. Debido a que el procedimiento constructivo se lleva a cabo a altas temperaturas, el asfalto se encuentra en películas muy delgadas rodeando los agregados, por lo que la oxidación ocurre a una velocidad mucho mayor. Otro tipo de envejecimiento que ocurre durante la etapa constructiva es la volatilización, donde los componentes volátiles —livianos del tipo aceites— del asfalto se evaporan por la temperatura. Por lo tanto, los asfaltos se envejecen por oxidación y volatilización durante la etapa constructiva del pavimento, y por oxidación a lo largo de su vida útil por estar expuestos al ambiente.

Debido a que el comportamiento del asfalto es dependiente del tiempo y de la temperatura se utiliza el reómetro de corte dinámico (DSR) para evaluar los efectos de ambos parámetros. Las propiedades reológicas que se determinan son el módulo complejo de corte (G^*) y el ángulo de fase (δ). El módulo complejo de corte es una medida de la resistencia total de un material a la deformación cuando se somete repetitivamente al corte. El mismo tiene dos componentes: una elástica

(recuperable) y otra viscosa (no recuperable). Por otro lado, el ángulo de fase es un indicador de las proporciones entre dichas componentes elástica y viscosa; lo anterior se ilustra en la Figura 2-6.

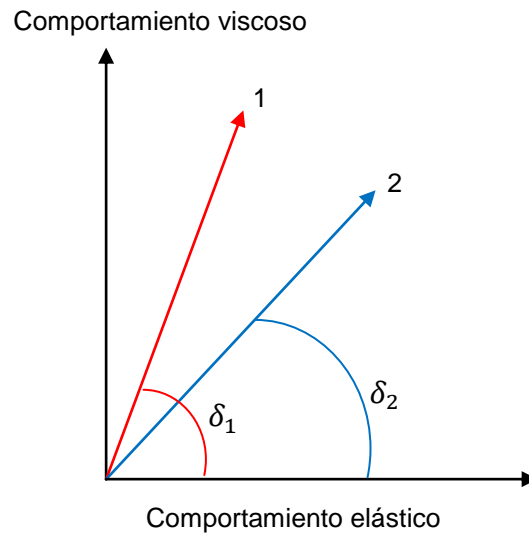


Figura 2.6 - Comportamiento elástico y viscoso

Fuente: Asphalt Institute (1998)

En la figura anterior, el eje vertical indica un comportamiento puramente viscoso, es decir, $\delta = 90^\circ$; este se obtiene cuando el asfalto se encuentra a muy altas temperaturas (superiores a las de los pavimentos en servicio). Por otro lado, el eje horizontal indica un comportamiento puramente elástico, es decir, $\delta = 0^\circ$; este se obtiene cuando el asfalto se encuentra a muy bajas temperaturas (inferiores a las de los pavimentos).

La importancia de evaluar el ángulo de fase y no sólo el módulo de corte para determinar la resistencia de los asfaltos, reside en que dos ligantes asfálticos (A y B) pueden tener el mismo G^* , pero distinta proporción viscosa y elástica (δ), como se observa en la Figura 2.7. En dicho caso, el asfalto B tiene un mejor comportamiento, ya que su parte elástica es mayor que la del asfalto A. Esto quiere decir, que si una misma carga es aplicada a ambos asfaltos, el asfalto A tendrá más deformación no recuperable (permanente) que el asfalto B.

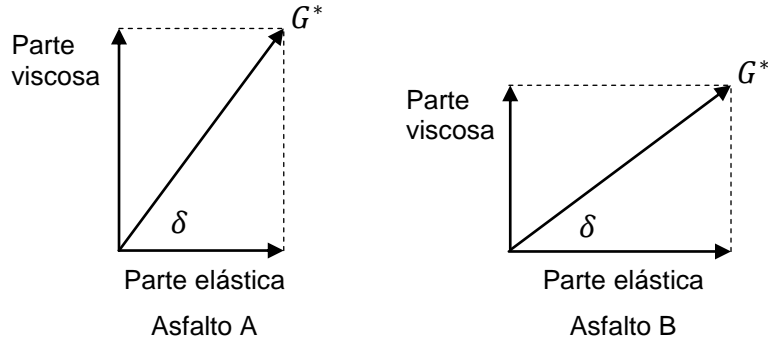


Figura 2.7 - Importancia de δ en la reología

Fuente: Asphalt Institute (1998)

Los parámetros G^* y δ se obtienen cuando —utilizando el DSR— se aplica una carga de manera oscilatoria a una muestra de asfalto, generando una onda sinusoidal como se observa en la Figura 2.8.

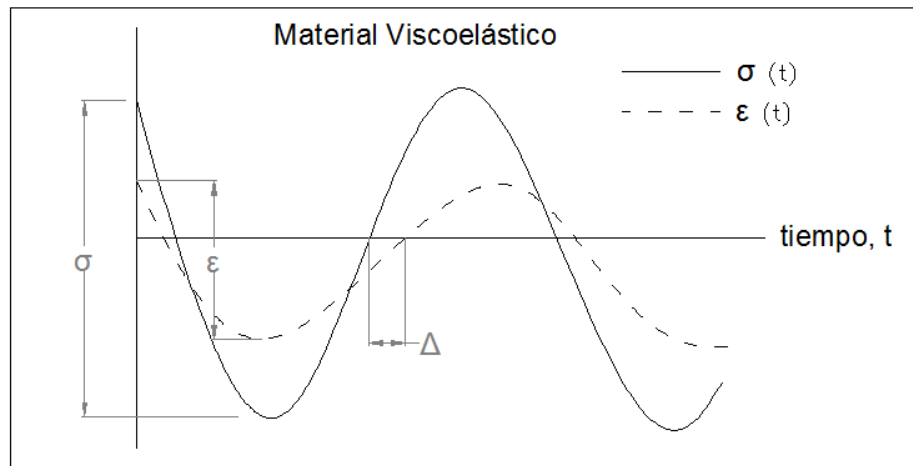


Figura 2.8 - Respuesta esfuerzo-deformación de un material viscoelástico

Fuente: Asphalt Institute (1998)

El módulo de corte es la relación entre el máximo esfuerzo cortante (τ_{max}) y la deformación máxima por corte (γ_{max}). Dichas variables las calcula el software del reómetro haciendo uso de las siguientes ecuaciones:

$$\tau_{max} = 2T/\pi r^3$$

Ecuación 2.2

$$\gamma_{max} = \theta r/h$$

Ecuación 2.3

Donde,

T = máximo torque aplicado,

r = radio de la muestra (o plato), 12.5 ó 4mm,

θ = ángulo de deflexión (rotación),

h = altura (espesor) de la muestra, 1 ó 2mm.

El ángulo de fase es el tiempo desfase o retraso, expresado en grados, entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante y se obtiene como la Ecuación 2.4.

$$\delta = 2\pi f \Delta t$$

Ecuación 2.4

Donde,

f = frecuencia, rad/s,

Δt = tiempo de desfase, s.

Un factor de gran importancia en el estudio de los ligantes asfálticos es el llamado *punto de fusión*. El punto de fusión se refiere a la temperatura a la cual un sólido cambia a estado líquido o viceversa (McGraw-Hill, 2014). En el caso de los asfaltos, de acuerdo a Gutiérrez (2013 b), cuando el asfalto es sometido a un esfuerzo, la componente elástica (G') absorbe la energía y la utiliza para recuperarse; en cambio, la componente viscosa (G'') es la encargada de disipar la energía a las capas inferiores. Por lo anterior, el estado ideal del asfalto es cuando estas componentes son iguales en magnitud (ángulo de fase = 45°), ya que la componente elástica absorbe solo la energía necesaria para recuperarse de la deformación sufrida por el esfuerzo y libera la energía que no necesita hacia las capas inferiores por medio de la componente viscosa. En la Figura 2.9, se observa como del punto de fusión hacia la izquierda (mayor temperatura), el asfalto presenta un comportamiento líquido viscoelástico hasta comportarse como un líquido viscoso. Por otro lado, desplazándose a la derecha (menor temperatura), el asfalto presenta un comportamiento sólido viscoelástico hasta llegar a comportarse como un sólido rígido. Los problemas de fisuración de una carpeta asfáltica, se presentan precisamente debajo de dicho punto de fusión, donde el ligante comienza a ser un sólido.

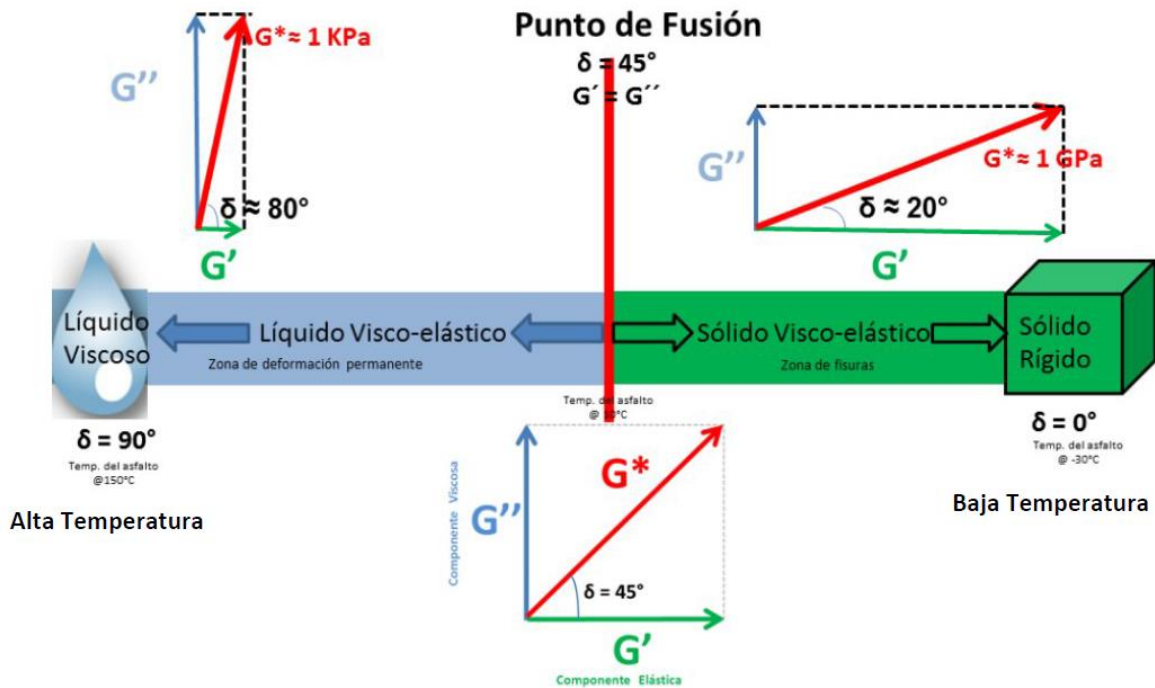


Figura 2.9 - Punto de fusión en ligantes asfálticos
Fuente: Gutiérrez (2013 b)

El punto de fusión de un asfalto se obtiene utilizando un DSR, donde se realiza un barrido de temperaturas en un rango bajo (aprox. 4 - 45 °C) sometiendo a una muestra de 8 mm de diámetro y 2 mm de espesor a un movimiento oscilatorio bajo una frecuencia de 10 rad/s y una deformación constante de 1.0%.

Tipos de asfaltos

Los materiales asfálticos tienen diversas aplicaciones en las vías terrestres, entre ellas, la elaboración de carpetas, morteros, riegos y estabilizantes, ya sea para aglutinar los materiales pétreos, ligar o unir diferentes capas del pavimento; o bien para estabilizar bases o sub-bases. Estos materiales se clasifican en cementos asfálticos, emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados, dependiendo del vehículo que se emplee para su incorporación o aplicación, como se indica en la Tabla 2.1

Tabla 2.1 - Clasificación de los materiales asfálticos

Material Asfáltico	Vehículo para su aplicación	Usos más comunes
Cemento asfáltico	Calor	Se utiliza en la elaboración en caliente de carpetas, morteros y estabilizaciones, así como elemento base para la fabricación de emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados.
Emulsión asfáltica	Agua	Se utiliza en la elaboración en frío de carpetas, morteros, riegos y estabilizaciones.
Asfalto rebajado	Solventes	Se utiliza en la elaboración en frío de carpetas y para la impregnación de subbases y bases hidráulicas.

Fuente: SCT N-CMT-4-05-001 (2006).

De acuerdo a la SCT N-CMT-4-05-002 (2006), los cementos asfálticos modificados son el producto de la disolución o incorporación en el asfalto de un polímero, químicos u otro material, los cuales deben ser sustancias estables en el tiempo y a cambios de temperatura. La modificación de ligantes asfálticos tiene varios propósitos, como realzar el desempeño general de un ligante mediante el incremento en el rango de temperaturas máxima y mínima o elegir un mejoramiento específico en el desempeño del mismo como respuesta de una condición particular severa de servicio, p. ej., un pavimento con un alto volumen de tránsito o un gran porcentaje de vehículos pesados a bajas velocidades.

Materiales diversos son adicionados al cemento asfáltico virgen como modificadores. Los elastómeros de caucho estireno-butadieno (SBR) y el copolímero estireno-butadieno-estireno (SBS) son utilizados ampliamente. Los plastómeros tales como el polietileno y el etileno de acetato de vinilo también se comercializan como modificadores, como son la cal hidratada, el azufre elemental, la gilsonita y el polvo de neumático. Sin embargo, la modificación también puede implicar el procesamiento del cemento asfáltico virgen para mejorar su rendimiento; técnicas de aire soplado (es decir, la oxidación) y la destilación al

vapor son buenos ejemplos de tales procesos, aunque no recomendables, ya que al generarle rigidez a un asfalto mediante la oxidación, se induce a que falle por fatiga ya que se seguirá oxidando durante su vida útil.

Los modificadores de asfalto pueden clasificarse de varias maneras: por el mecanismo por el cual el modificador altera las propiedades del asfalto; por la composición y naturaleza física del modificador; o por la propiedad objetivo del asfalto que se requiere mejorar o enaltecer. Los modificadores pueden variar en muchos aspectos, desde ser partículas o aditivos que se dispersan en el asfalto hasta disolverse completamente; su rango varía desde materiales orgánicos a inorgánicos, de los cuales algunos reaccionan químicamente con el asfalto, mientras que otros son añadidos como material inerte. También varían generalmente en su gravedad específica, como en otras características físicas; se espera que reaccionen de diferente manera a condiciones ambientales, tales como oxidación y efectos de humedad. Con tal variedad en los modificadores del asfalto, queda claro que la especificación actual ASTM D6373 puede ser muy simple para caracterizar todas las variaciones que los modificadores pueden brindar.

Clasificación

Según información de la SCT N-CMT-4-05-001 (2006), inicialmente en México, alrededor de 1930, el asfalto se clasificó por medio del Grado Penetración; avanzando después en 1990 a la especificación de Grado Viscosidad (AC). Los principales parámetros técnicos que propiciaron el uso del AC fueron los problemas causados por el amplio rango de viscosidad que presentan los asfaltos Grado Penetración, además que la temperatura de 135 °C especificada en los AC se considera un promedio para las operaciones de transporte, almacenamiento y construcción de carpetas asfálticas, a diferencia de los 60 °C especificados en la previa caracterización.

Las dos caracterizaciones para cementos asfálticos mencionadas previamente presentan el inconveniente de no correlacionar totalmente el

comportamiento a las condiciones de carga-tiempo a las cuales son sometidos estos productos en las modernas supercarreteras de altas especificaciones para el tráfico vehicular de varios ejes de transmisión. Debido a estas carencias técnicas en el método Superpave también se incluyen nuevas especificaciones de asfalto, llamadas Grado PG, adoptadas posteriormente por la AASHTO y el AI. Estas especificaciones, mencionan Kennedy et. al (1994), se pueden aplicar en asfaltos convencionales y modificados.

La normatividad americana cuenta con la especificación ASTM D6373, AASHTO M320 y AASHTO MP1 para la clasificación del asfalto por Grado PG, siendo la ASTM D6373 (2013) la última versión de la clasificación y en la que se basará el presente estudio. De la misma manera, la normatividad vigente en México se basa en la SCT N-CMT-4-05-004 (2008).

El sistema de clasificación Grado PG es la selección del ligante asfáltico indicado para el desempeño del pavimento deseado en términos de los tres modos de falla de un pavimento: deformación permanente (roderas), agrietamiento por fatiga y agrietamiento por baja temperatura. Esta caracterización mide las propiedades fundamentales (esfuerzos y deformaciones) del ligante en varias etapas y condiciones (temperaturas de servicio y envejecimiento del ligante) a lo largo de la vida útil esperada del pavimento.

Caracterización por Grado PG

De acuerdo al Asphalt Institute (2001), la clasificación está basada en los extremos de temperatura del pavimento esperada durante su vida útil indicado mediante su notación PG X-Y.

Donde,

PG = grado de desempeño

X = temperatura máxima de diseño del pavimento.

Y = temperatura mínima de diseño del pavimento.

Es importante recalcar que las temperaturas para elegir un ligante asfáltico de acuerdo al Grado PG son temperaturas que experimentará el pavimento

durante su vida útil, más no la temperatura ambiental de la región. La temperatura máxima del aire se refiere al promedio de temperatura de los 7 días consecutivos más calurosos del año, mientras que la temperatura mínima se refiere a la temperatura del aire más fría del año. Ambas temperaturas se deberán obtener de acuerdo a registros meteorológicos del lugar del proyecto. Las temperaturas de diseño del pavimento pueden ser obtenidas mediante un cálculo por medio de la temperatura del ambiente, de acuerdo a los modelos analizados por la Federal Highway Administration (1998).

a) Temperatura máxima del pavimento

Se puede obtener la temperatura del pavimento por medio de la temperatura máxima ambiental utilizando la

Ecuación 2.5.

$$T_{20mm} = (T_{aire} - 0.00618Lat^2 + 0.2289Lat + 42.2)(0.9545) - 17.78$$

Ecuación 2.5

Donde,

- T_{20mm} = Temperatura alta de diseño del pavimento a una profundidad de 20mm, °C,
 T_{aire} = Temperatura promedio de los siete días consecutivos más calurosos del año, °C,
 Lat = Latitud geográfica del proyecto, °.

b) Temperatura mínima del pavimento

La temperatura mínima de diseño del pavimento se calcula a partir de una ecuación desarrollada por los investigadores canadienses del SHRP (Asphalt Institute, 2001).

$$T_{min} = 0.859T_{aire} + 1.7\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Ecuación 2.6

Donde,

- T_{min} = Temperatura baja de diseño del pavimento, °C,
 T_{aire} = Temperatura más baja del año, °C.

Un cemento asfáltico clasificado como PG 64-22 tendrá un desempeño satisfactorio cuando trabaje a temperaturas tan altas como sesenta y cuatro (64) grados Celsius y tan bajas como menos veintidós (-22) grados Celsius. Generalmente las temperaturas máximas se encuentran en un rango de cuarenta y seis (46) a ochenta y dos (82) grados Celsius y las mínimas de menos cuarenta y cuatro (-44) a menos diez (-10) grados Celsius, de acuerdo a la normativa ASTM D6373 (2013).

Los asfaltos Grado PG están especificados en incrementos de 6 °C; esto con el objetivo de obtener un porcentaje de confiabilidad aproximado de 98. La confiabilidad, en este caso, se refiere a la probabilidad de que en un año, la temperatura máxima o mínima de diseño, no exceda la temperatura de diseño real.

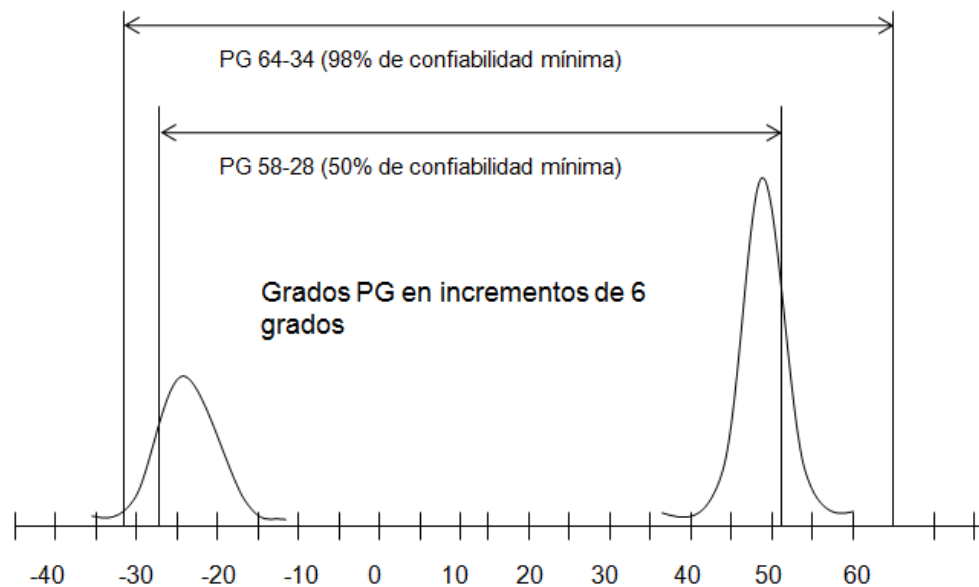


Figura 2.10 - Ejemplo sobre nivel de confiabilidad en la temperatura del pavimento
Fuente: Asphalt Institute (2001)

En el caso de México, la normativa SCT N-CMT-4-05-004 (2008), menciona que los grados PG pueden ser tantos y tan amplios como la gama de temperaturas que se registran en el país, sin embargo, para fines prácticos, recomienda seleccionar un cemento asfáltico que corresponda a uno de los tres

grados PG que se indican en la Figura 2.11, de acuerdo con el clima de la zona geográfica donde se le pretenda utilizar, de entre las zonas en que se ha dividido la República Mexicana que se muestran en la misma figura, pero considerando que dentro de una misma zona, las condiciones del clima en un área determinada pueden variar, lo que se debe tomar en cuenta para elegir el Grado PG adecuado.

Lo anterior no parece ser lo más adecuado para la situación actual de México, ya que se cuenta con un gran número de proveedores de asfalto que emplean modificadores para obtener el grado que se requiera por proyecto, más no una generalización de las temperaturas que pueden resultar en un gasto excesivo del presupuesto.

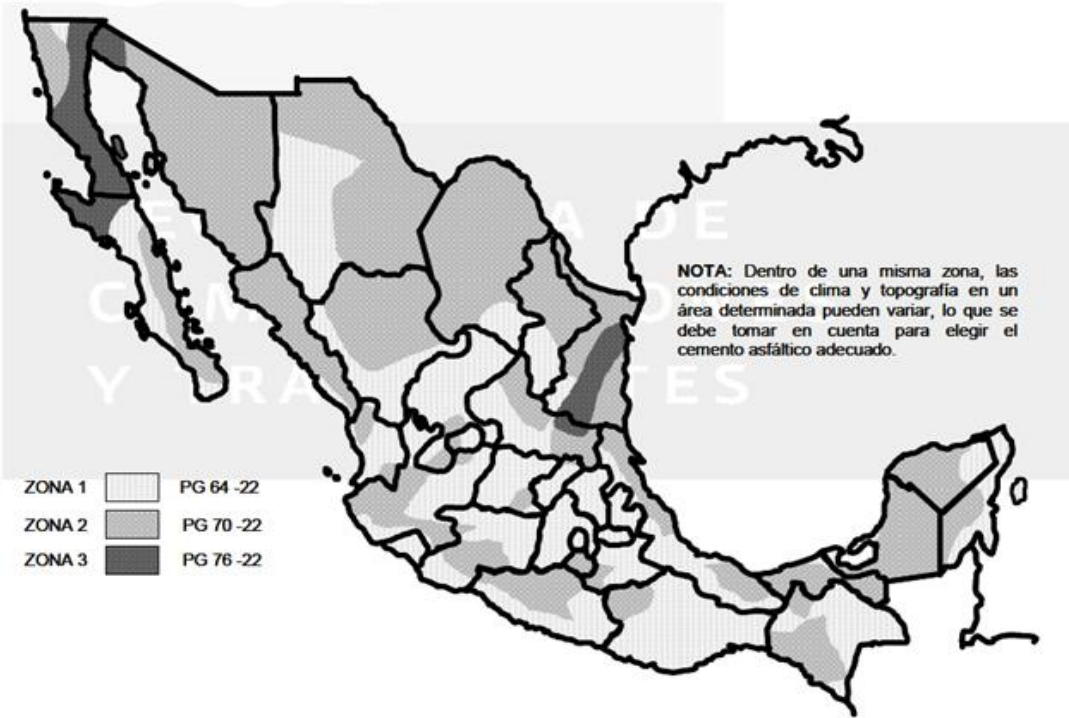


Figura 2.11 - Regiones geográficas para la utilización recomendable de cementos asfálticos Grado PG

Fuente: SCT N-CMT-4-05-004 (2008)

El objetivo de la especificación PG para ligantes asfálticos fue el uso de grados de desempeño específicos para un deterioro relacionado con el clima y las cargas de tráfico. Por lo tanto las mediciones de las pruebas deben ser realizadas

a temperaturas y velocidades de carga consistentes con las condiciones existentes del pavimento. Este concepto funcionaba muy bien para pavimentos con velocidades convencionales y volúmenes de tráfico moderados, pero la investigación indicó que se requería un ajuste para pavimentos con un alto nivel de tránsito y bajas velocidades. No se realizó cambio alguno en los criterios y/o en las condiciones de prueba para reflejar un cambio en el tiempo de carga y volumen de tráfico, simplemente se hizo un ajuste en base a la velocidad y volumen de tráfico al hacer un “ajuste de grado”.

Los pavimentos que están sujetos a tránsito lento (o detenido), como intersecciones, paradas de camión, etc., deben contener ligantes asfálticos más rígidos que los que se utilizarían en una vía rápida. El método Superpave permite que el grado por alta temperatura (X) sea incrementado en un grado y hasta dos de acuerdo a las condiciones del tránsito, como se define en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 - Ajustes del Grado PG seleccionado por clima de acuerdo con la intensidad del tránsito esperada y con la velocidad de operación

ESALs para un periodo ¹ (millones)	Ajuste al grado de temperatura alta por tránsito		
	Relación con la carga del tránsito		
	Detenido ²	Lento ³	Normal ⁴
< 0.3	considerar 1	-	-
0.3 - 3	2	1	-
3 - 10	2	1	-
10 - 30	2	1	considerar 1
≥ 30	2	1	1

Nota 1 Vida de servicio considerada de 20 años

Nota 2 Promedio de velocidad es < 20 km/h

Nota 3 Rango promedio de velocidad de 20 a 70 km/h

Nota 4 Promedio de velocidad es > 70 km/h

Fuente: Asphalt Institute (2001)

2.3 Ensayos adicionales para ligantes asfálticos

El Proyecto 9-10 del NCHRP que se publicó como el Reporte No. 459 de Bahia et al. (2001), tuvo el objetivo de investigar y emitir las modificaciones

recomendadas a la actual caracterización para asfaltos del método Superpave. Se prestó especial atención a los siguientes puntos:

1. Estabilidad de almacenamiento: Porque la mayoría de los asfaltos modificados son sistemas multi-fase, se deberá evaluar una posible separación de fases.
2. Dependencia a la velocidad de corte de la viscosidad: La mayoría de los ligantes son fluidos no-Newtonianos a las temperaturas de mezclado y compactación utilizadas en campo. El efecto de la velocidad de corte en la trabajabilidad del asfalto puede ser muy importante al seleccionar las temperaturas de compactación y mezclado adecuadas.
3. Dependencia a la deformación en la respuesta reológica: Muchos asfaltos modificados presentan comportamiento no-lineal a niveles de esfuerzo y deformación que se encuentra un pavimento.
4. Efecto del trabajo mecánico: Los asfaltos se conocen como materiales que acumulan daño cuando son sujetos a cargas repetidas. Basándose en las propiedades reológicas evaluadas después de unos pocos ciclos de carga no se permite realizar una correcta determinación del daño acumulado. Los modificadores son utilizados como refuerzo en el asfalto. Es más importante evaluar su efectividad bajo el daño de cargas repetidas que bajo su comportamiento inicial.
5. Dependencia a la velocidad de carga y la equivalencia tiempo-temperatura: La especificación Superpave está basada en el supuesto que todos los ligantes tienen una sensibilidad similar a la velocidad de carga y temperatura. El "salto de grado" se utiliza para tomar en cuenta la velocidad del tránsito. Los ligantes modificados pueden variar significativamente la sensibilidad a la velocidad de la carga debido a la variación en su micro-estructura básica. Para estimar la contribución del asfalto al desempeño de un pavimento bajo distintas condiciones de carga, es necesaria una medida directa de la dependencia a la velocidad de carga.

Realizando un enfoque a los modos de falla de formación de roderas (deformación permanente) y el agrietamiento por fatiga, se determinó en dicho estudio que existe muy poca correlación entre: el desempeño del ligante por Grado PG a la deformación permanente ($G^*/\sin\delta$) y a la fatiga ($G^*(\sin\delta)$) — evaluados en el rango viscoelástico lineal del ligante— y el desempeño de la mezcla asfáltica evaluada en laboratorio. Por este motivo se desarrollaron dos métodos para evaluar dichos tipos de falla.

Recuperación Elástica de Creep Repetido

La alternativa desarrollada por Bahia et al. (2001) para evaluar la susceptibilidad del asfalto a la deformación permanente en un ensayo de Recuperación Elástica de Creep Repetido (MSCR). Este ensayo fue desarrollado ajustando el modelo de Burgers de cuatro elementos, Figura 2.12, para representar el comportamiento de ligantes asfálticos sin y con modificador. Este modelo es la combinación de un modelo Kelvin en paralelo y un modelo Maxwell en serie. La deformación cortante total vs. el tiempo se expresa como sigue:

$$\gamma(t) = \frac{\tau_0}{G_0} + \frac{\tau_0}{G_1} (1 - e^{-tG_1/\eta_1}) + \frac{\tau_0}{\eta_0} t$$

Ecuación 2.7

Donde,

$\gamma(t)$ = deformación cortante,

τ_0 = constante de la deformación cortante,

G_0 = constante de resorte del modelo Maxwell,

tG_1 = constante de resorte del modelo Kelvin,

η_1 = constante de amortiguador del modelo Kelvin,

t = tiempo, y

η_0 = constante de amortiguador del modelo Maxwell.

La siguiente ecuación representa el parámetro de conformidad, $J(t)$, en términos de su componente elástica (J_e), su componente elástica retardada (J_{de}), y su componente viscosa (J_v):

$$J(t) = J_e + J_{de}(t) + J_v(t)$$

Ecuación 2.8

La componente viscosa es inversamente proporcional a la viscosidad, η_0 , y directamente proporcional al esfuerzo y al tiempo de carga. Basado en esta separación de la respuesta al *creep*, la conformidad, J_v —con unidades de 1/kPa—, se puede utilizar como un indicador de la contribución de los ligantes a la resistencia a las roderas. Para que sea compatible con el concepto de rigidez (módulo) utilizado en los ensayos anteriores, se puede usar como parámetro, el inverso de la conformidad, G_v , que es definida como la componente viscosa de la rigidez del *creep*. Lo anterior implica que la deformación permanente acumulada es una función de la viscosidad, esfuerzo aplicado, y tiempo de aplicación de dicho esfuerzo.

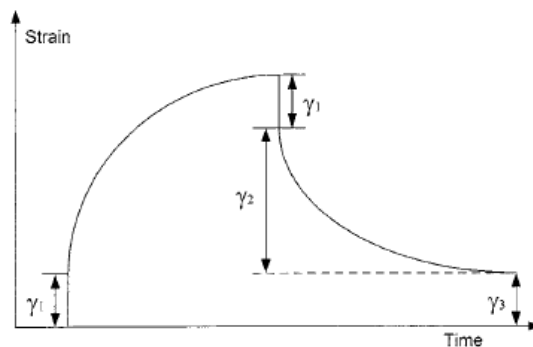
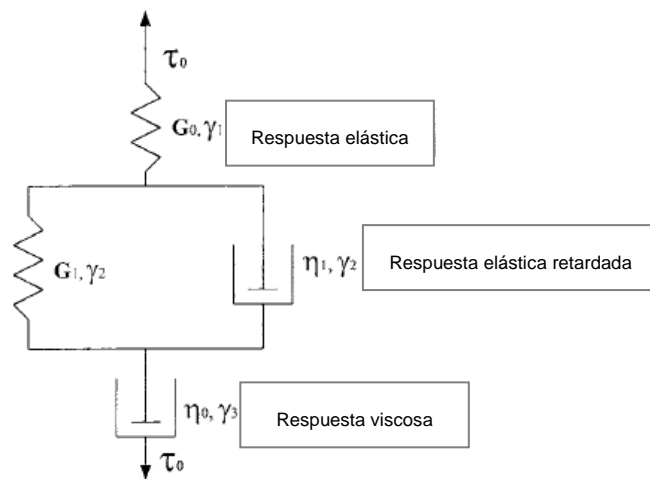


Figura 2.12 - Modelo de Burgers y su respuesta
Fuente: Bahia et al. (2001)

Carga Cíclica Repetida

La fatiga es considerada uno de los daños más complicados en los pavimentos asfálticos. De acuerdo a Bahia et al. (2001), muchos investigadores creen que es un problema de la estructura del pavimento, mientras otros creen que es un problema de la mezcla asfáltica. Sin embargo, es reconocido que la grieta por fatiga comienza y se propaga en el asfalto; por lo tanto su estudio debe tomarse en cuenta desde el ligante.

El ensayo llamado Carga Cíclica Repetida (RCL) fue desarrollado utilizando el DSR en una prueba de barrido de tiempo. La prueba provee un método simple para aplicar una carga cíclica —en términos de esfuerzo o deformación controlada— a una temperatura y frecuencia seleccionada. En la Figura 2.13 se observa la evaluación de 9 ligantes durante la investigación, donde tres de ellos logran soportar más de 100,000 ciclos, mientras que en el rango lineal estos no figuran como los más resistentes.

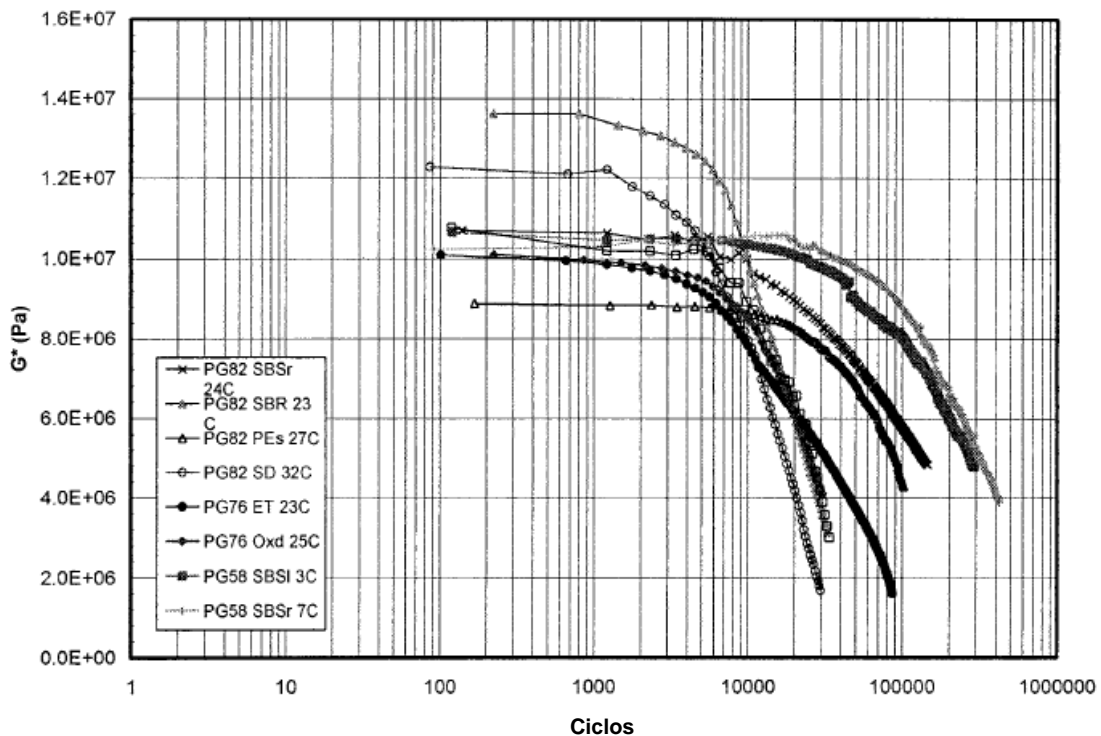


Figura 2.13 - Resultados de fatiga en residuo de RTFO, $f=10$ Hz, $\gamma = 3\%$, $T = 20^\circ\text{C}$
Fuente: Bahia et al. (2001)

En el Reporte 459 del NCHRP, Bahia, et. al (2001, p.63) mencionan que distintos modos de carga pueden ser utilizados para evaluar la fatiga de los materiales; sin embargo, un indicador que sea confiable debe ser independiente del modo de sollicitación. También debe proveer indicios del nivel de daño y el desarrollo del mismo, en términos del cambio en el comportamiento mecánico bajo cualquier condición de carga.

De acuerdo a los mismos autores, la definición de falla por fatiga más utilizada se refiere cuando la rigidez (módulo) inicial de la mezcla asfáltica ha disminuido en un 50%; dicha definición carece del alcance para evaluar la respuesta de un material sujeto a distintos modos de carga y frecuencias. Recientes investigaciones han demostrado que la velocidad de disipación de la energía es un indicativo más apropiado para el estudio de la fatiga en mezclas asfálticas.

Barrido de Amplitud Lineal

El ensayo Barrido de Amplitud Lineal (LAST) fue presentado por Johnson & Bahia (2010), el cual surgió para sustituir o complementar la evaluación por fatiga del método Superpave (Grado PG) que evalúa las propiedades viscoelásticas lineales de los materiales. Este ensayo —desarrollado por los investigadores de la Universidad de Wisconsin mencionados previamente— es uno de varios métodos que se encuentran bajo investigación para determinar la resistencia a fatiga de los ligantes asfálticos; actualmente se encuentra publicado como ensayo provisional de la AASHTO.

De acuerdo a Hintz et al. (2011), se han propuesto varios procedimientos de prueba para evaluar la fatiga en un barrido de tiempo para mejorar la especificación actual. El barrido de tiempo —como se determinó con el RCL— es un método de prueba que consiste en aplicar una carga cíclica repetida bajo una carga constante (esfuerzo o deformación controlada). Los problemas de dicho ensayo es que requiere mucho tiempo de ejecución, dependiendo de los parámetros de entrada del mismo; así como es difícil lograr la repetitividad en los

resultados. Derivado de esto, surgió el método LAST para sustituir al RCL y obtener la curva de fatiga de los ligantes en un periodo de tiempo corto.

El método LAST es un ensayo que somete al asfalto a un daño acelerado por fatiga, incrementando la carga gradualmente hasta determinar la falla del ligante. Un esquema de la aplicación de la carga en términos de deformación, se presenta en la Figura 2.14.

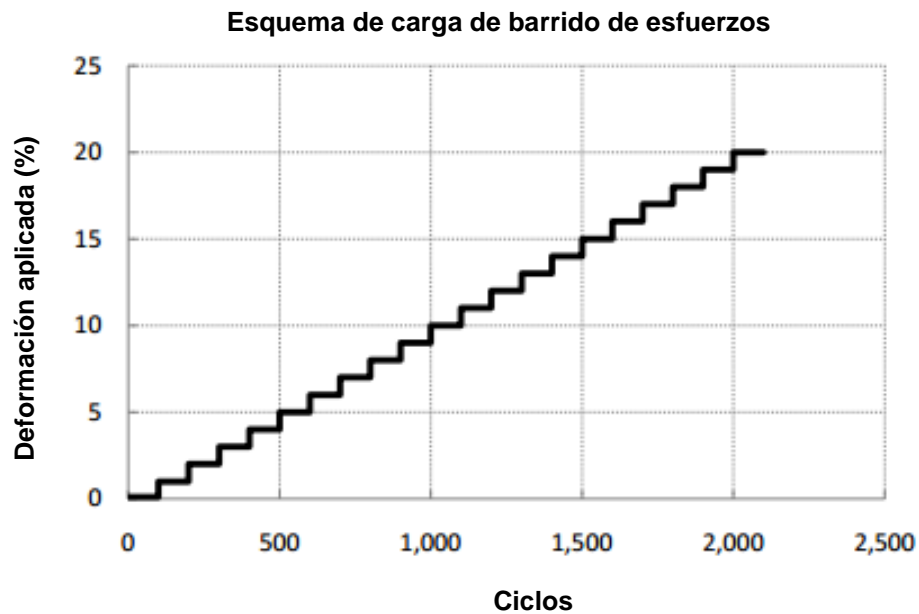


Figura 2.14 - Aplicación de carga en ensayo LAST
Fuente: Johnson & Bahia (2010)

Los resultados de un barrido de amplitud lineal pueden ser analizados utilizando el concepto de daño continuo viscoelástico, que se ha utilizado bastante para modelar el comportamiento complejo de los asfaltos y mezclas asfálticas (Hintz et al., 2011).

2.4 Aditivos de adherencia

De acuerdo a Rebollo et al. (2008), un aditivo mejorador de adherencia es un producto tensoactivo, el cual actúa como agente de superficie (Figura 2.15), que incorporado al ligante mejora la adherencia, orientando las moléculas más

polares del ligante hacia el árido para neutralizar las cargas electrostáticas de la superficie mineral. Algunos de los agentes, según Xiao & Amirkhanian (2010), más utilizados como aditivos de adherencia son: cal hidratada; agentes líquidos, como aminas, di-aminas y polímeros líquidos; y finalmente agentes sólidos, como el cemento Portland, cenizas y polvo de combustión. Los contratistas de carreteras usualmente prefieren los aditivos líquidos, debido a su costo y facilidad de aplicación al asfalto.

Morea, Marcozzi & Castaño (2012), comentan que existen distintos tipos de aditivos, algunos de ellos modifican el comportamiento reológico de los asfaltos (cera o parafina) mientras que otros, en teoría, mantienen las propiedades reológicas intactas (aditivos químicos). Por otro lado, la cantidad óptima del aditivo se obtiene realizando ensayos donde se evalúe la efectividad de éstos, donde según Oliveira, Silva, Abreu & Gonzalez-Leon (2012), la cantidad óptima varía entre un 0.3% y un 0.6%, ya que es poco lo que se requiere para lograr la perfecta unión entre el ligante asfáltico y los agregados.

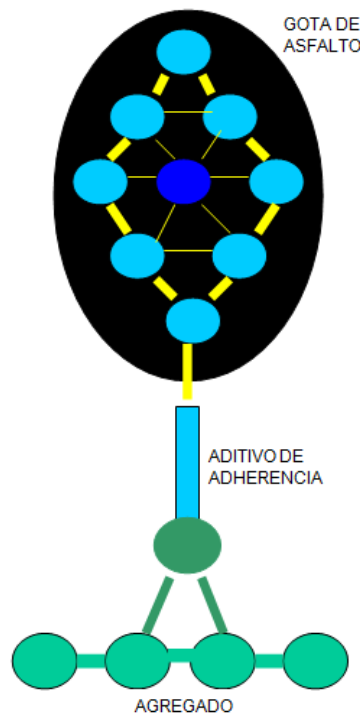



Figura 2.15 - Unión de moléculas de asfalto y agregado
Fuente: Gutiérrez (2003)

Gutiérrez (2003) menciona que los aditivos mejoradores de adherencia son sustancias que reducen o modifican la energía de enlace en el exterior de la gota de asfalto debido a que este consta de una molécula afin al asfalto y otra afin al agregado, reduciendo así la diferencia de energía de enlace entre asfalto y agregado.

De los agentes líquidos, existen tensoactivos catiónicos donde la parte afin al agregado tiene carga positiva, es decir, estos productos provienen de reaccionar ácido graso de sebo (cadena de 18 carbonos afin al asfalto o a la grasa) con amoniaco (grupo amínico afin al agua o al agregado); mientras que otro tipo es un tensoactivo aniónico, donde la parte afin al agregado es negativa, debido a que el grupo funcional afin al agregado es un esterfosfato.

Tabla 2.3 - Composición general de aditivos químicos

Parte compatible con Asfalto	Parte compatible con el Agregado
	
Cadena de 20 carbonos (R ₂₀)	Aminas
Cadena de 20 carbonos (R ₁₈)	Carbonilos
Cadena de 20 carbonos (R ₁₂)	Oxidrilos
Cadena de 20 carbonos (R ₁₀)	Imidazolinas
Mezclas de los anteriores	Amidas

Fuente: Gutiérrez (2003)

3. METODOLOGÍA

La investigación experimental se llevó a cabo en las instalaciones del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), particularmente en el Laboratorio de Infraestructura - División de Asfaltos y Mezclas Asfálticas; ubicado en el municipio de Pedro Escobedo, Querétaro.

El estudio consistió en evaluar las propiedades reológicas y de desempeño de un ligante asfáltico modificado cuando se le agrega un aditivo mejorador de adherencia. La evaluación se realizó a un asfalto modificado, denominado "A", el cual se adicionó con aditivo de adherencia en distintas concentraciones (Tabla 3.1).

El asfalto modificado (A) fue suministrado por un proveedor de ligantes asfálticos en México, el cual contiene un modificador tipo SBS; este ligante fue modificado en planta por el proveedor. El aditivo de adherencia fue suministrado por otro proveedor mexicano; siendo todos ellos productos utilizados en el ramo de la construcción del país. El aditivo de adherencia evaluado es un agente químico —en estado líquido— del tipo catiónico formado por una amina, el cual es utilizado comúnmente cuando el agregado a utilizar en la mezcla asfáltica es de origen basáltico. Este aditivo es el mismo utilizado por Salazar et al. (2013), con la intención de determinar si —así como en la mezcla asfáltica— el aditivo modificará las propiedades de resistencia del asfalto.

El aditivo se incorporó en porcentaje de masa del ligante de acuerdo a lo indicado en la Tabla 3.1. Este fue mezclado en el asfalto mediante un agitador mecánico durante 5 min a una velocidad de 600 rpm para asegurar la incorporación del producto, de acuerdo a la recomendación del fabricante (Figura 3.1). El ligante asfáltico se calentó a una temperatura de 135 °C para mantener su fluidez.

Tabla 3.1 - Materiales de investigación

Material de base	Concentración de aditivo	Nomenclatura
Ligante Asfáltico Modificado "A"	0.0%	A0.0
	0.3%	A0.3
	0.5%	A0.5
	0.7%	A0.7

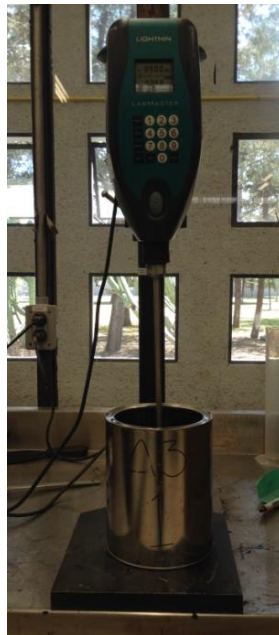


Figura 3.1 - Incorporación de aditivo al asfalto

El estudio se enfocó en la valoración de la deformación permanente y la fatiga —ya que, además de la formación de baches por motivo del desprendimiento de agregados, son los modos de falla más comunes en las carreteras de alto desempeño en México— y se dividió en 3 etapas:

- La etapa 1 consistió en la clasificación general utilizando el método Superpave para determinar el grado de desempeño de los ligantes (Grado PG).

- La etapa 2 fue la evaluación del comportamiento de los ligantes a la deformación permanente mediante el ensayo de Recuperación Elástica de Creep Repetido (MSCR).
- La etapa 3 fue la evaluación de la fatiga en los ligantes asfálticos. Esta evaluación se realizó mediante dos ensayos: el ensayo de Carga Cíclica Repetida (RCL) y el ensayo de Barrido de Amplitud Lineal (LAST).

La Figura 3.2 presenta un esquema del procedimiento general llevado a cabo en sus distintas etapas, como se mencionó previamente.

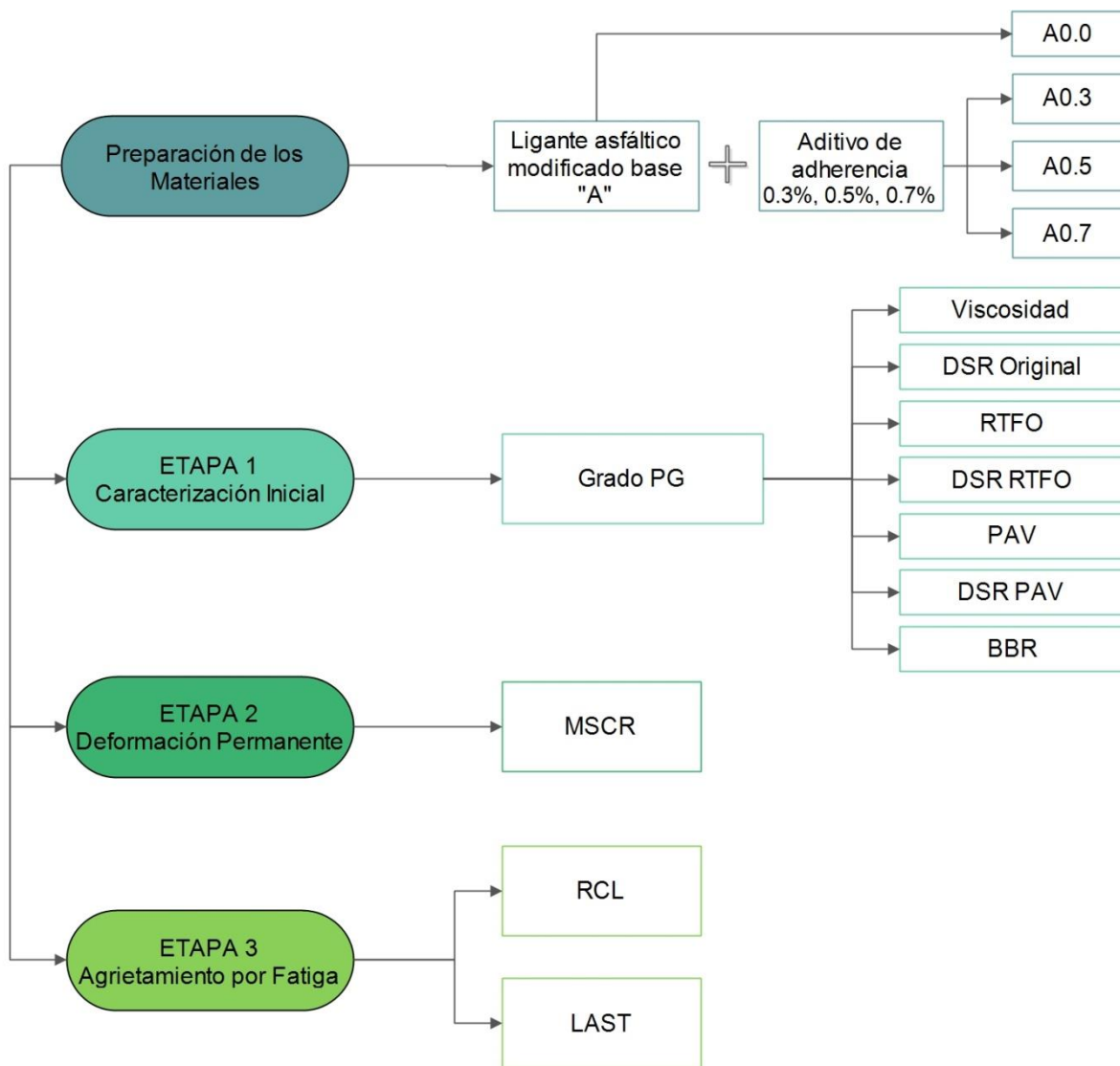


Figura 3.2 - Metodología general

3.1 Etapa 1: Caracterización inicial

Esta etapa comprendió la evaluación básica de los ligantes asfálticos, la cual se realizó de acuerdo a la normativa ASTM D6373-13 para la determinación del Grado PG del ligante asfáltico. La metodología comprende 6 diferentes ensayos de laboratorio:

- 2 para control de producción: Punto de Inflamación Cleveland y Viscosidad Rotacional (VR)
- 2 para propiedades mecánicas: Propiedades Reológicas en reómetro de corte dinámico (DSR) y Rigidez en reómetro de viga a flexión (BBR).
- 2 de envejecimientos: Horno rotatorio de película delgada (RTFO) y Vasija de envejecimiento a presión (PAV).

Punto de Inflamación Cleveland

El ensayo Punto de Inflamación Cleveland no fue evaluado debido a que es un parámetro de control de producción, el cual el proveedor determina y asegura al momento de suministrar el material. No es un ensayo que determine propiedades mecánicas del asfalto.

Viscosidad Rotacional

La obtención de la viscosidad en los asfaltos, se fundamenta en asegurar la capacidad de bombeo del equipo de suministro garantizando un valor máximo. El ensayo de prueba se realizó de acuerdo al procedimiento descrito en la norma ASTM D4402 (2013); su objetivo es medir la viscosidad aparente, η , de los asfaltos durante los procesos de manipulación y mezclado o a distintas temperaturas de aplicación de los mismos.

La prueba consiste en hacer girar una muestra de asfalto a 135 ± 1 °C durante 8 minutos; los primeros 5 minutos no se registran las lecturas obtenidas ya que el objetivo es que la muestra se equilibre. Posteriormente una vez transcurridos los 5 minutos iniciales, se toman las 3 lecturas consecuentes a cada

60 segundos; se registra la viscosidad y el torque obtenido. Las tres viscosidades obtenidas se promedian y se reporta ese promedio como la viscosidad del material; por otro lado se verifica que el torque se encuentre dentro del rango establecido por normativa (10 - 98%).

El ensayo se realizó en el reómetro rotacional Rheolab QC® de la marca Anton Paar® en conjunto con un baño de temperatura controlada marca PolyScience®; la geometría y velocidad seleccionada deberán ajustarse de acuerdo a las especificaciones del equipo, buscando que se desarrolle un torque entre 10 y 98 % de la capacidad del instrumento. La geometría utilizada fue la CC17 del mismo fabricante del equipo (Figura 3.3). En los resultados obtenidos, la viscosidad de los ligantes deberá ser $\eta \leq 3$ Pa·s, de acuerdo a lo establecido en la norma ASTM D6373 (2013) para garantizar la trabajabilidad del material.



Figura 3.3 - Ensayo de viscosidad rotacional

DSR en condición original

De acuerdo a Kennedy et al. (1994), dentro de los requerimientos de desempeño para los ligantes asfálticos, se debe cumplir con una rigidez mínima de un ligante en condición original, esto con el objetivo de evitar un reblandecimiento de la mezcla en el proceso de fabricación.

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma ASTM D7175 (2008), el cual es ejecutado en el DSR; el equipo utilizado fue un AR 2000 de la marca TA Instruments (Figura 3.4). Este método de prueba está relacionado con la temperatura que experimenta el pavimento en el área geográfica que será utilizado el ligante. Se utiliza para determinar el módulo de corte dinámico y el ángulo de fase de los ligantes asfálticos cuando son sometidos a corte dinámico (oscilatorio) utilizando una geometría de platos paralelos; el ensayo tiene la intención de determinar las propiedades viscoelásticas lineales de los ligantes.

El procedimiento consiste en aplicar un esfuerzo sinusoidal a una muestra de asfalto (en condición original) de 25 mm de diámetro y 1 mm de espesor, mediante dos platos paralelos. El DSR aplica el esfuerzo necesario para lograr que el material presente un 12% de deformación, γ , a una frecuencia de 10 rad/s; este proceso lo realiza el equipo con gran precisión sin necesidad de realizar mediciones o cálculos manualmente. Se realiza un barrido de temperaturas (48-88 °C) hasta encontrar la temperatura alta preliminar del Grado PG del ligante, cuando el parámetro de deformación, $G^*/\sin\delta$, es mayor o igual a 1.0 kPa.

Envejecimiento en RTFO

El envejecimiento a corto plazo tiene la intención de modificar las propiedades iniciales del ligante para simular el envejecimiento (a corto plazo) del mismo durante los procesos de traslado, almacenamiento, elaboración de la mezcla, tendido y compactación; todo lo anterior para una mezcla asfáltica fabricada en caliente.

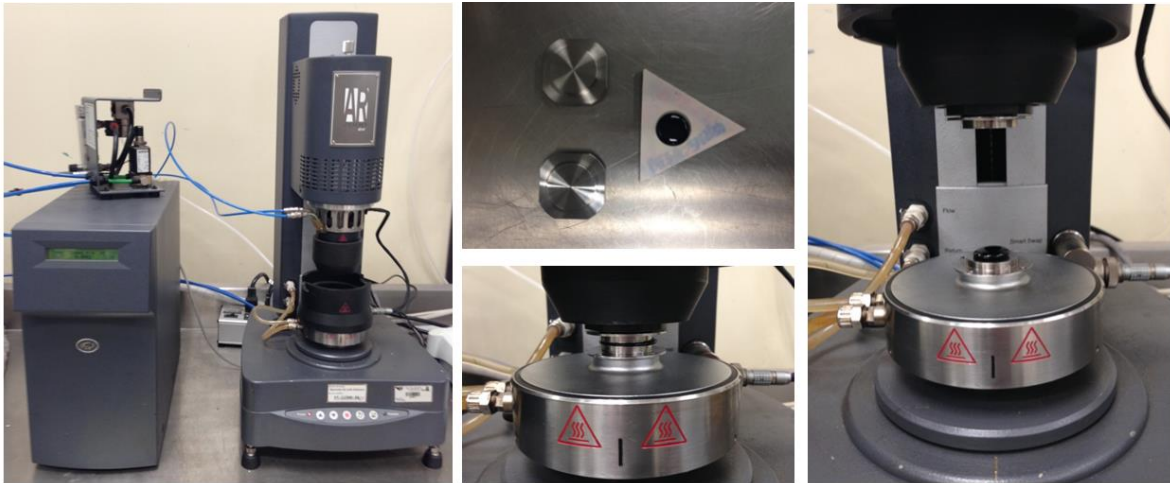


Figura 3.4 - Ensayo de deformación en el DSR

Este ensayo se efectuó de acuerdo a la norma ASTM D2872 (2012), en un RTFO marca James Cox and Sons, Inc. Se colocan 8 vasos de vidrio para RTFO de manera horizontal dentro del horno, cada uno con una muestra de 35 ± 0.5 g de asfalto, y se hacen girar a una velocidad de 15 ± 0.2 rpm con un flujo de aire constante de 4000 ± 200 mL/min, durante 85 min a una temperatura de 163 ± 0.5 °C (Figura 3.5). Con este método se obtiene también el cambio de masa que sufre el asfalto en el proceso de envejecimiento, generalmente a causa de la oxidación y pérdida de compuestos volátiles. Una vez transcurridos los 85 min de envejecimiento dentro del horno, se recupera el asfalto de 6 vasos (2 se utilizan para calcular el cambio de masa), en un recipiente. El asfalto recuperado es ahora el asfalto en condiciones de envejecimiento a corto plazo y se le llamó: residuo de RTFO. La pérdida de masa se expresa en porcentaje y se registra como el promedio de dos vasos que fueron destinados únicamente para calcular este valor, sin recuperar el contenido de asfalto en ellos. La ecuación a utilizar es una diferencia de masas donde el resultado negativo indica una pérdida de masa, mientras que un resultado positivo indicaría ganancia de masa:

$$pm(\%) = \frac{(C - A) - (B - A)}{(C - A)} * 100$$

Ecuación 3.1

Donde,

A = masa del vaso vacío,

B = masa del vaso + asfalto antes de RTFO, y

C = masa del vaso + asfalto después de RTFO.



Figura 3.5 - Ensayo de envejecimiento en RTFO

DSR con residuo de RTFO

Este ensayo evalúa la resistencia a la deformación permanente de un ligante asfáltico en el rango viscoelástico lineal. Se realiza utilizando residuo de RTFO debido a que las roderas son más susceptibles a formarse al inicio de la vida del pavimento, ya que el asfalto presenta menor rigidez a la que seguirá obteniendo por la oxidación durante la operación del pavimento.

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma ASTM D7175 (2008), el cual es ejecutado en el DSR nuevamente. Este método de prueba consiste en el mismo procedimiento que se utiliza con la muestra original en el DSR. Se aplica un esfuerzo sinusoidal a una muestra de asfalto —residuo de RTFO—, de 25 mm de

diámetro y 1 mm de espesor, mediante dos platos paralelos. El equipo calcula el esfuerzo necesario para lograr que el material presente un 10% de deformación a una frecuencia de 10 rad/s. Se realiza nuevamente un barrido de temperaturas (48-88 °C) hasta determinar una segunda temperatura alta preliminar del Grado PG del ligante, esto cuando el parámetro de deformación, $G^*/\sin\delta$, sea mayor o igual a 2.2 kPa.

Finalmente, una vez obtenidas las dos temperaturas altas por medio de las evaluaciones en el DSR con el ligante original y después de envejecido en el RTFO, se determinó como la temperatura alta del Grado PG a la menor de ellas, en caso que llegaran a diferir.

Envejecimiento en PAV

Este ensayo se realizó de acuerdo a la norma ASTM D6521 (2013); tiene el objetivo de simular el envejecimiento por oxidación (a largo plazo) de los ligantes asfálticos durante la vida de servicio de los pavimentos. El ligante utilizado para representar este envejecimiento acelerado es el residuo de RTFO, ya que una vez envejecido el ligante en la etapa constructiva, se envejecerá ese mismo durante la vida útil del pavimento.

El ensayo se efectuó utilizando una Vasija de Envejecimiento a Presión (PAV) marca Controls®, dentro de la cual se coloca el estante con las charolas para PAV con 50 ± 0.5 g de residuo de RTFO en cada una. La prueba se llevó a cabo a una temperatura de 100 °C con una presión constante de 2.1 ± 0.1 MPa durante $20 \text{ h} \pm 10 \text{ min}$. Una vez finalizadas las 20 h del envejecimiento, se comenzó la reducción de la presión durante 15 minutos para posteriormente retirar el estante con las charolas del PAV. Las charolas se colocan en un horno a 168 ± 5 °C por un periodo de 15 ± 1 min para que las muestras de asfalto adquirieran fluidez y se puedan verter en un recipiente. Finalmente, se coloca el recipiente con el asfalto recuperado en un horno de vacío a $170 \text{ °C} \pm 5 \text{ °C}$ por un periodo de 15 ± 1 min, esto para eliminar las burbujas de aire que se encuentran dentro del asfalto

debido a la presión inducida durante el ensayo. Al asfalto recuperado de las se llama: residuo de PAV.



Figura 3.6 - Ensayo de envejecimiento en PAV

DSR con residuo de PAV

Este ensayo se realizó de acuerdo a la norma ASTM D7175 (2008), el cual es ejecutado en el DSR; tiene la finalidad de evaluar la resistencia a la fatiga del ligante asfáltico. Se evalúa en el residuo de PAV debido a que este ligante ya experimentó el envejecimiento a largo plazo y por lo tanto es más rígido, por lo que es más propenso a agrietarse. El procedimiento de prueba es similar a lo que se realiza anteriormente en el mismo equipo, donde se aplica un esfuerzo sinusoidal a una muestra de asfalto —residuo de PAV— de 8 mm de diámetro y 2 mm de espesor, mediante dos platos paralelos. El equipo aplica el esfuerzo necesario para lograr que el material presente un 1% de deformación a una frecuencia de 10 rad/s. Se realiza un barrido de temperaturas en el rango intermedio de temperatura (4-40 °C) y se determina una temperatura baja preliminar del Grado PG del ligante, esto cuando el parámetro de fatiga, $G^*(\sin\delta)$, sea menor o igual a 5,000 kPa.

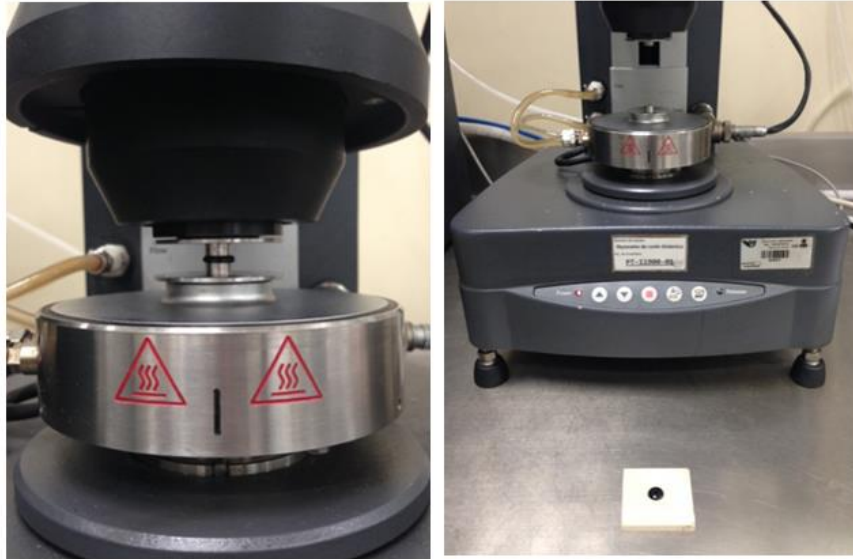


Figura 3.7 - Ensayo de fatiga en el DSR

BBR

Este ensayo evalúa el agrietamiento que sufre un pavimento debido a las bajas temperaturas experimentadas durante su vida útil, se utiliza residuo de PAV debido a que es el asfalto en su condición más rígida, cuando es más propenso a presentar este modo de falla. Las temperaturas de prueba para este ensayo se basan en la mínima que el asfalto experimentará en el área geográfica donde será utilizado.

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma ASTM D6648 (2008); se utilizó un reómetro de viga a flexión (BBR) marca Cannon®. El equipo se utiliza para medir la deflexión al centro de una viga de asfalto simplemente apoyada, sujeta a carga constante aplicada al centro, a una temperatura baja constante (desde 0 hasta $-36\text{ }^{\circ}\text{C}$). El ensayo comienza cuando un espécimen prismático, de dimensiones $127 \pm 5\text{ mm} \times 6.35 \pm 0.05\text{ mm} \times 12.7 \pm 0.05\text{ mm}$ ($L \times b \times h$), se coloca en un baño de temperatura controlada y se le aplica una carga de $980 \pm 50\text{ mN}$ durante $240\text{ s} = 4\text{ min}$. Se calcula la deformación máxima mediante las dimensiones específicas del espécimen y la deflexión medida durante el ensayo a 8, 15, 30, 60, 120 y 240 s. La rigidez, S , del espécimen de prueba para los tiempos

de carga mencionados previamente se calcula mediante la teoría básica de una viga:

$$S_m(t) = \frac{PL^3}{4bh^3\delta(t)}$$

Ecuación 3.2

Donde,

$S_m(t)$ = rigidez a la flexión en el tiempo t , MPa,

P = carga de prueba medida, mN,

L = longitud del claro, mm,

b = ancho del espécimen de prueba, mm,

h = altura del espécimen de prueba, mm, y

$\delta(t)$ = deflexión del espécimen de prueba en el tiempo t .

Debido a que un valor alto de la rigidez a la flexión, S , indica mayores esfuerzos térmicos, se especificó en la misma normativa un valor máximo de 300 MPa. La pendiente, m , de la curva rigidez vs. tiempo es un indicativo de la habilidad del asfalto para disipar esfuerzos; motivo por el cual se especificó un valor mínimo de 0.300.



Figura 3.8 - Ensayo de viga a flexión

En la metodología del Grado PG, el principal equipo es el DSR, el cual permite caracterizar las propiedades viscoelásticas del ligante asfáltico: módulo complejo de corte (G^*) y ángulo de fase (δ), a distintas temperaturas. La evaluación, como ya se detalló previamente, se realiza en tres diferentes

condiciones del asfalto: "original" o "no envejecido", envejecido en RTFO, y envejecido en PAV. Las características de los ensayos se resumen en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 - Ensayos en el DSR

	Original	RTFO	PAV
Temperatura	Alta	Alta	Intermedia
Rango de T (°C)	48 - 88	48 - 88	4 - 40
Geometría (mm)	25	25	8
Espesor (mm)	1	1	2
f (rad/s)	10		
γ (%)	12	10	1
Parámetro	Deformación		Fatiga
	$G^*/\sin\delta$	$G^*/\sin\delta$	$G^*\sin\delta$
Referencia (kPa)	1	2	5000

Fuente: Elaboración propia a partir de ASTM D7175 (2008).

Es importante mencionar que el ensayo de fatiga en el DSR después de PAV se ejecutó también a 20 °C para obtener como referencia un parámetro que pueda ser comparable posteriormente con el desempeño de la mezcla asfáltica, el cual se ejecuta generalmente a dicha temperatura. A continuación, en la Figura 3.9, se presenta un esquema de los equipos de mediciones reológicas y la función que cumple cada uno en la determinación de las propiedades del ligante a lo largo de su vida útil en el pavimento y las propiedades que evalúan.

La secuencia de ejecución de la caracterización de los asfaltos en la primera etapa se presenta en la Figura 3.10, la cual está basada en la normativa americana para caracterización por Grado PG mostrada en la Tabla 3.4, donde se indican los requisitos de calidad para que un asfalto pueda desempeñarse adecuadamente en un área geográfica determinada.

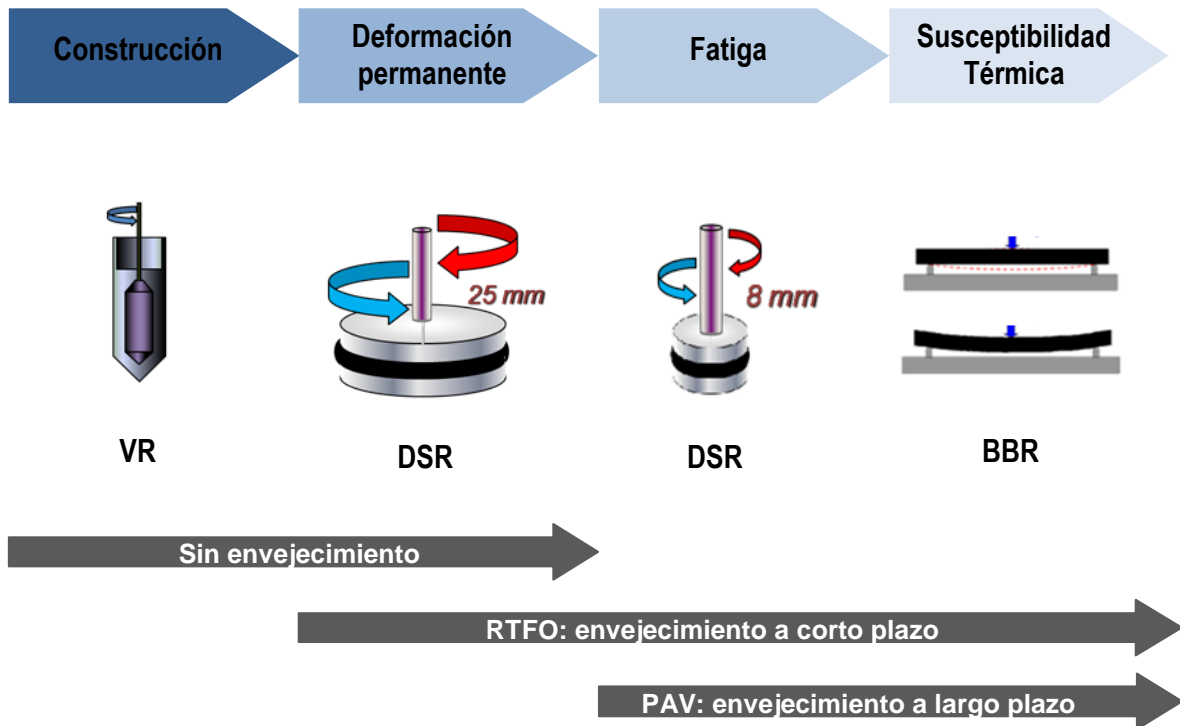


Figura 3.9 - Ensayos Superpave para asfaltos
 Fuente: Richard Kim (2009)

Los ensayos fueron ejecutados al menos dos veces para corroborar la validez de los resultados por medio de la variación aceptable de dos resultados (D2S) de acuerdo a lo indicado en la normativa de cada prueba para un nivel de confiabilidad del 95%. Los resultados de dicha repetibilidad se encuentran en el Apéndice.

Tabla 3.3 - Repetibilidad de resultados

Ensayo	Norma	Variación máx (D2S)
Densidad	ASTM D 70	0.23%
Viscosidad	ASTM D 4402	3.5%
DSR - Original	ASTM D 7175	6.4%
DSR - RTFO		9.0%
DSR - PAV		13.8%
RTFO (Pérdida de Masa = X)	ASTM D 2872	Si $X \leq -0.1\% \rightarrow 3.679 - 1.981(X)\%$ Si $X > -0.1\% \rightarrow 5.66\%$
PAV	ASTM D 6521	No se corrobora
BBR - Rigidez	ASTM D 6648	9.1%
BBR - valor m		4.0%

Fuente: Elaboración propia a partir de las normas mencionadas en dicha tabla.

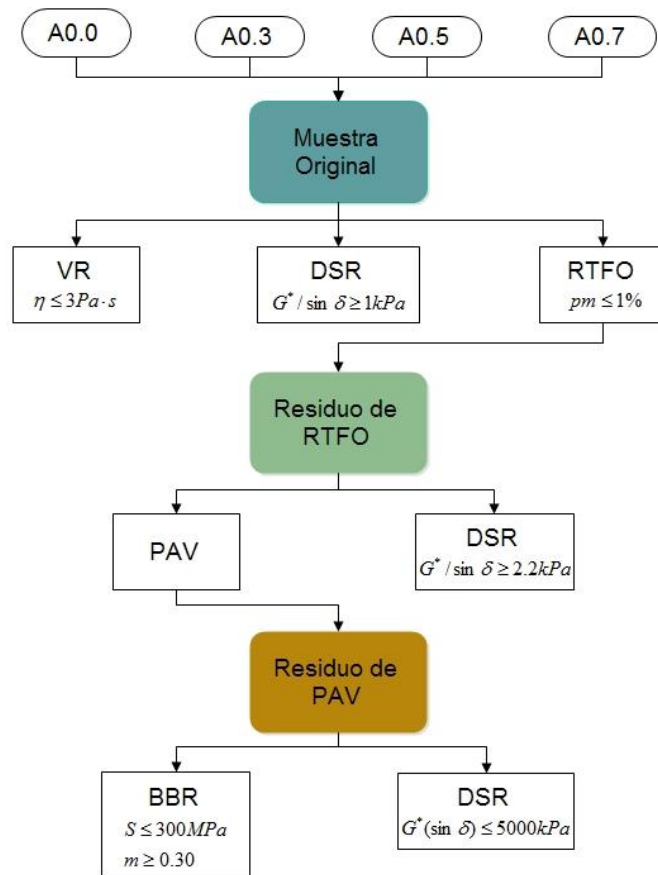


Figura 3.10 - Evaluación de ligantes asfálticos

Fuente: Elaboración propia a partir de ASTM D6373 (2013)

Tabla 3.4 - Requisitos de calidad para cementos asfálticos Grado PG

Grado de Desempeño	PG 64						PG 70						PG 76					PG 82				
	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-10	-16	-22	-28	-34
Temperatura máxima de diseño del pavimento (promedio de 7 días), °C	< 64						< 70						< 76					< 82				
Temperatura mínima de diseño del pavimento, °C ^A	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34
Asfalto Original																						
Punto de Inflamación, min °C	230																					
Viscosidad, D 4402: ^B , máx. 3 Pa·s, Temperatura de Prueba, °C	135																					
Corte dinámico, D 7175: ^C G*/sinδ, min. 1.0 kPa. Geometría: 25mm, Separación: 1 mm. Temperatura de prueba @ 10 rad/s; °C	64						70						76					82				
Después de Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO - ASTM D 2872)																						
Pérdida de masa por calentamiento, %, máximo	1.00																					
Corte dinámico, D 7175: G*/sinδ, min. 2.2 kPa. Geometría: 25mm, Separación: 1 mm. Temperatura de prueba @ 10 rad/s; °C	64						70						76					82				
Después de Envejecimiento en Vasija de Presión, Temperatura y Aire (PAV - ASTM D 6521)																						
Temperatura de envejecimiento de PAV: °C ^D	100						100 (110)						100 (110)					100 (110)				
Corte dinámico, D 7175: G*/sinδ, max 5000 kPa. Geometría: 8mm, Separación: 2 mm. Temperatura de prueba @ 10 rad/s; °C	31	28	25	22	19	16	34	31	28	25	22	19	37	34	31	28	25	40	37	34	31	28
Rigidez a flexión, D 6648: ^E S, máx. 300 MPa; m, mín. 0.300. Temperatura de prueba @ 60 s; °C	0	-6	-	-	-	-	0	-6	-	-	-	-	0	-6	-	-	-	0	-6	-	-	-
Tensión Directa, P 252: ^E Deformación de falla, min. 1.0%. Temperatura de prueba a 1.0mm/min., °C	0	-6	-	-	-	-	0	-6	-	-	-	-	0	-6	-	-	-	0	-6	-	-	-

^ALas temperaturas del pavimento son estimadas de la temperatura del aire utilizando un algoritmo contenido en el programa LTPP Bind; también pudieran ser especificadas por el proyectista.

^BEl método de referencia debe ser el de la norma D 4402 utilizando una geometría del #21 a 20RPM, sin embargo, métodos alternativos pueden ser utilizados para pruebas rutinarias y de aseguramiento de calidad. Si el ligante es muy rígido para utilizar la geometría #21, la #27 puede ser utilizada. El tamaño de la geometría y la razón de corte deberán ser reportados. Este requisito no es obligatorio, será a discreción de la agencia de especificación si el proveedor garantiza que el ligante asfáltico puede ser bombeado y mezclado adecuadamente a temperaturas que cumplan todos los estándares de seguridad aplicables.

^CPara el control de calidad de la producción de cementos asfálticos sin modificar, la medición de la viscosidad del cemento asfáltico original puede ser sustituida por las mediciones de corte dinámico G*/sinδ a temperaturas donde el asfalto se comporte como un fluido Newtoniano. Cualquier normativa para medir la viscosidad puede ser utilizada, incluyendo el viscosímetro rotacional o capilar (Métodos de Prueba D 2170 o D 2171).

^DLa temperatura de envejecimiento del PAV está basada en condiciones climáticas simuladas y es una de las tres temperaturas 90°C, 100°C o 110°C. Generalmente, la temperatura de envejecimiento del PAV es 100°C para PG58-xx y superiores. Sin embargo, para climas desérticos, se puede especificar una temperatura de 110°C para PG70-xx y superiores.

^ESi la rigidez se encuentra por debajo de 300 Mpa, la prueba de tensión directa no es requerida. Si la rigidez se encuentra entre 300 y 600 MPa, el requerimiento de deformación de falla de tensión directa puede ser utilizado en lugar del requerimiento de rigidez. El valor de la pendiente, m, requerido deberá ser satisfactorio en ambos casos. Si los valores de la rigidez y la pendiente son imposibles de obtener debido a que el ligante es muy blando a la temperatura de prueba, se considerará que el ligante cumple con dicha temperatura de prueba si cumple con los requerimientos de dicha temperatura menos 6°C.

Fuente: ASTM D6373 (2013)

3.2 Etapa 2: Deformación permanente

La deformación permanente, como se vio en el capítulo anterior, se refiere a la acumulación de pequeñas deformaciones no recuperables, lo cual se traduce en una modificación a la sección transversal del pavimento, generando lo que se conoce como roderas o ahuellamiento.

La evaluación se realizó de acuerdo a la normativa AASHTO TP70 (2012). En este método se determina el porcentaje no recuperable del parámetro de conformidad, denominado J_{nr} . El porcentaje de recuperación tiene la intención de proporcionar un medio para determinar la respuesta elástica y la dependencia a dos niveles de esfuerzo diferentes, de ligantes modificados y no modificados, sujetos a diez ciclos de esfuerzo y recuperación. El ensayo se ejecutó en el DSR con una muestra —residuo de RTFO— de 25 mm de diámetro y 1 mm de espesor y consiste en aplicar un esfuerzo controlado de 0.1 kPa durante 10 ciclos y posteriormente aplicar un esfuerzo de 3.2 kPa durante otros 10 ciclos. Cada ciclo consiste en la aplicación del esfuerzo durante 1 s y posteriormente 9 s de recuperación, resultando una duración total de 10 s por ciclo. Un ciclo de prueba se observa como en la Figura 3.11, donde se genera una deformación total durante el primer segundo y una deformación recuperada durante los nueve segundos siguientes. De los valores anteriores se obtiene la deformación no recuperable (permanente) por ciclo. La temperatura del ensayo es la obtenida como temperatura alta determinada con los ensayos de rigidez del Grado PG.

Una vez concluido el ensayo se registraron los siguientes datos para cada uno de los 10 ciclos (N) de cada nivel de esfuerzo, esto para obtener los parámetros mencionados previamente:

1. Deformación inicial de cada aplicación de esfuerzo, ε_0 .
2. Deformación final de cada aplicación de esfuerzo, ε_c .
3. Deformación ajustada al final de cada aplicación de esfuerzo (seg 1), ε_1 .

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_c - \varepsilon_0$$

Ecuación 3.3

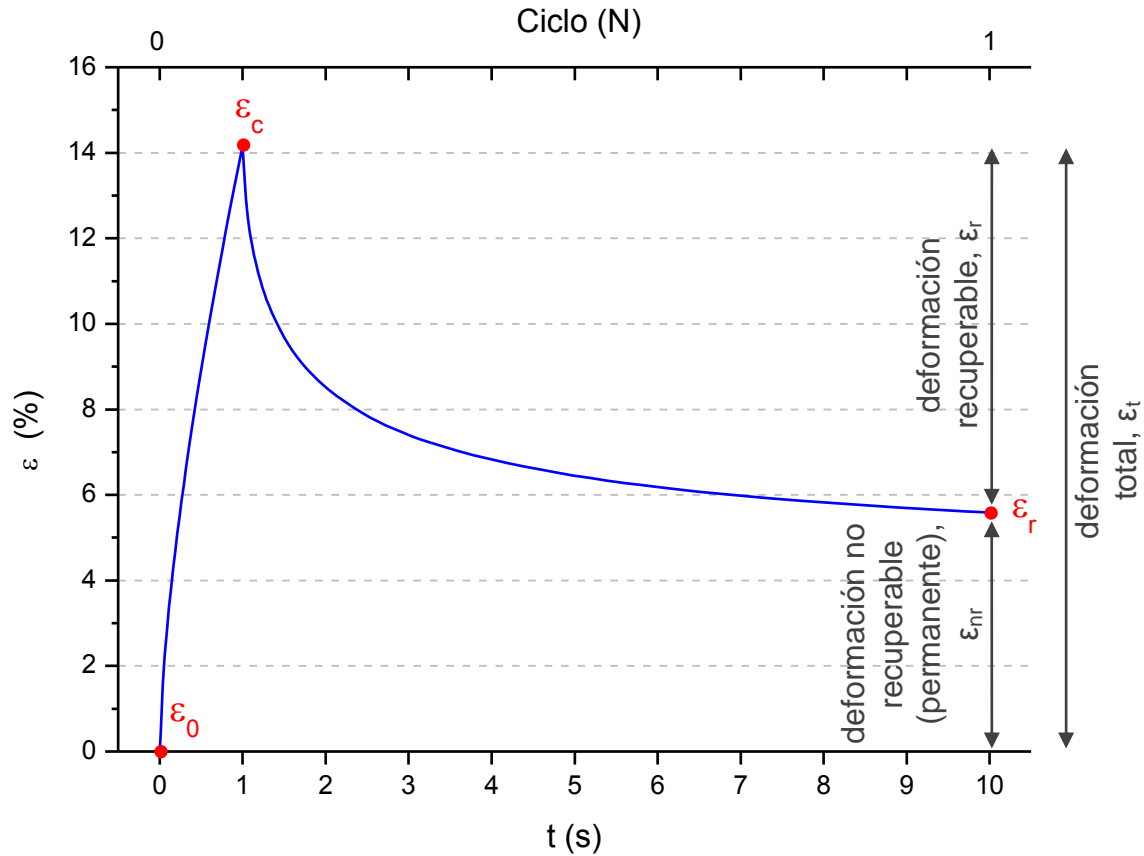


Figura 3.11 - Ciclo 1, ensayo MSCR
Fuente: AASHTO TP70 (2012)

4. Deformación final de cada recuperación, ε_r .
5. Deformación ajustada al final de cada recuperación (segundo 10), ε_{10} .

$$\varepsilon_{10} = \varepsilon_r - \varepsilon_0$$

Ecuación 3.4

Posteriormente, con los datos obtenidos en la Ecuación 3.3 y la Ecuación 3.4, se realizaron los siguientes cálculos para obtener los porcentajes de recuperación de los ligantes, así como el parámetro de conformidad de los mismos:

1. Porcentaje de recuperación a 0.1 kPa, $\varepsilon_r(0.1, N)$, de cada ciclo N:

$$\varepsilon_r(0.1, N) = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_{10}) \cdot 100}{\varepsilon_1}$$

Ecuación 3.5

2. Porcentaje de recuperación a 3.2 kPa, $\varepsilon_r(3.2, N)$, de cada ciclo N:

$$\varepsilon_r(3.2, N) = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_{10}) \cdot 100}{\varepsilon_1}$$

Ecuación 3.6

3. Porcentaje de recuperación promedio a 0.1 kPa.

$$R_{0.1} = \frac{SUM[\varepsilon_r(0.1, N)]}{10} \quad \text{para } N = 1 \text{ a } 10$$

Ecuación 3.7

4. Porcentaje de recuperación promedio a 3.2 kPa.

$$R_{3.2} = \frac{SUM[\varepsilon_r(3.2, N)]}{10} \quad \text{para } N = 1 \text{ a } 10$$

Ecuación 3.8

5. Porcentaje de diferencia de recuperación entre 0.1 kPa y 3.2 kPa.

$$R_{diff} = \frac{[R_{0.1} - R_{3.2}] \cdot 100}{R_{0.1}}$$

Ecuación 3.9

6. Parámetro de conformidad $J_{nr}(0.1, N)$, kPa^{-1} , se calcula como deformación/esfuerzo, para cada ciclo N:

$$J_{nr}(0.1, N) = \frac{\varepsilon_{10}}{0.1}$$

Ecuación 3.10

7. Parámetro de conformidad $J_{nr}(3.2, N)$, kPa^{-1} , se calcula como deformación/esfuerzo, para cada ciclo N:

$$J_{nr}(3.2, N) = \frac{\varepsilon_{10}}{3.2}$$

Ecuación 3.11

8. Parámetro de conformidad promedio a 0.1 kPa.

$$J_{nr_{0.1}} = \frac{SUM[J_{nr}(0.1, N)]}{10} \quad \text{para } N = 1 \text{ a } 10$$

Ecuación 3.12

9. Parámetro de conformidad promedio a 3.2 kPa.

$$J_{nr_{3.2}} = \frac{SUM[J_{nr}(3.2, N)]}{10} \quad \text{para } N = 1 \text{ a } 10$$

Ecuación 3.13

10. Porcentaje de diferencia del parámetro de conformidad entre 0.1 kPa y 3.2 kPa.

$$J_{nr_{diff}} = \frac{[J_{nr_{3.2}} - J_{nr_{0.1}}] \cdot 100}{J_{nr_{0.1}}}$$

Ecuación 3.14

Una vez realizados los cálculos anteriores, se graficó el porcentaje de recuperación, $R_{3.2}$, contra el parámetro de conformidad, $J_{nr_{3.2}}$, de cada ligante asfáltico como se indica en el método de ensayo. El porcentaje de recuperación, R , tiene como objetivo determinar la respuesta elástica del ligante y su dependencia al esfuerzo aplicado. La curva en la Figura 3.12, de acuerdo a la AASHTO TP70 (2012), se utiliza como indicador de la presencia de un polímero elastomérico.

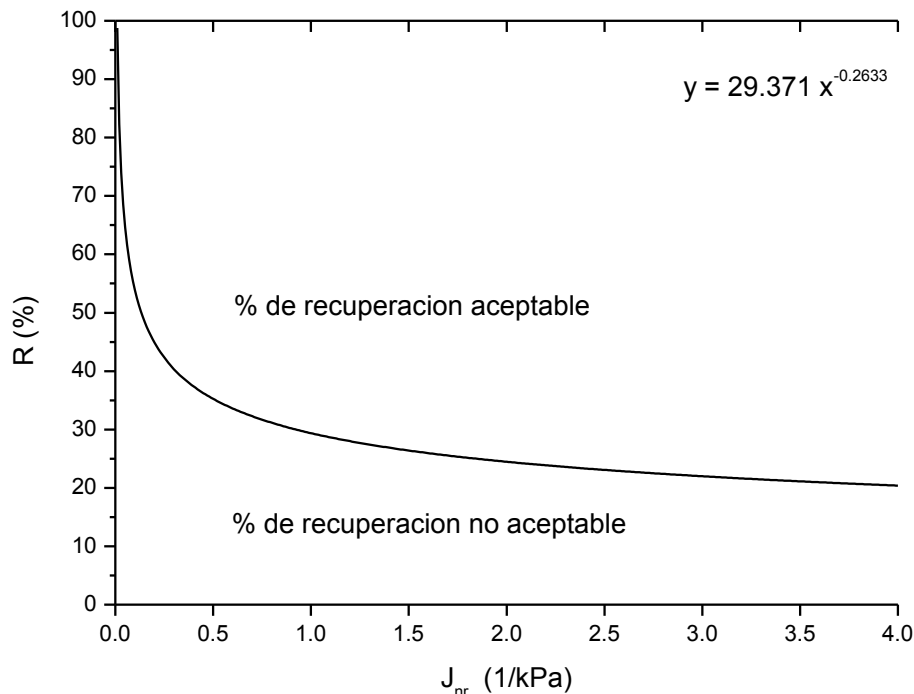


Figura 3.12 - Parámetro de conformidad vs. porcentaje de recuperación
Fuente: AASHTO TP70 (2012)

Finalmente, se realizó una clasificación por medio de la norma AASHTO MP19 (2010), la cual indica que el ligante se puede clasificar de acuerdo a su J_{nr} en cuatro distintos grados de desempeño, indicados en la Tabla 3.5. Estos grados se definen mediante una nueva clasificación PG (Tabla 3.6), donde se sustituye el ensayo de rigidez después de RTFO en el DSR —de la clasificación presentada en la Tabla 3.4— por el ensayo MSCR, para determinar la resistencia a la deformación permanente de los ligantes asfálticos.

Tabla 3.5 - Grados de desempeño, MSCR

Grado	ESALs (millones)	Velocidad de tránsito (km/h)
Estándar "S"	< 10	y > 70
Alto "H"	10 - 30	ó 20 - 70
Muy Alto "V"	> 30	ó < 20
Extremadamente Alto "E"	> 30	y < 20

Fuente: Elaboración propia a partir de (AASHTO MP19, 2010)

3.3 Etapa 3: Agrietamiento por fatiga

Esta etapa comprende el análisis de los ligantes asfálticos, sujetos a ensayos para estimar la vida a fatiga de los mismos en un pavimento asfáltico bajo cargas repetidas del tránsito. Los ensayos RCL y LAST serán utilizados para valorar ligantes asfálticos mediante los conceptos de Proporción de Energía Disipada (DER) y el Daño Continuo Viscoelástico (VECD), respectivamente.

El método de prueba de Carga Cíclica Repetida (RCL) se realiza en el DSR, donde una muestra de asfalto es sometida a un esfuerzo sinusoidal de acuerdo a las consideraciones de la Tabla 3.7. Existen dos maneras de ejecutar el ensayo: a esfuerzo controlado o a deformación controlada. En este caso se realizó a deformación controlada debido a que los esfuerzos determinados por la metodología resultan muy grandes para el equipo con el que se trabaja (AR 2000). Por otro lado, se elige la frecuencia del ensayo, donde en este caso se realizó a 1.596 Hz que equivale a 10 rad/s.

Tabla 3.6 - Clasificación PG para ensayo MSCR

Grado de Desempeño	PG 64						PG 70						PG 76					PG 82				
	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-10	-16	-22	-28	-34
Temperatura máxima de diseño del pavimento (promedio de 7 días), °C ^b	< 64						< 70						< 76					< 82				
Temperatura mínima de diseño del pavimento, °C ^b	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34
Asfalto Original																						
Punto de Inflamación, min °C	230																					
Viscosidad, D 4402: ^c máx 3 Pa·s, Temperatura de Prueba, °C	135																					
Corte dinámico, D 7175: ^d G*/sinδ, min 1.0 kPa ^e . Geometría: 25mm, Separación: 1 mm. Temperatura de prueba @ 10 rad/s; °C	64						70						76					82				
Después de Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO - ASTM D 2872)																						
Pérdida de masa por calentamiento, % ^f , máx.	1.00																					
MSCR TP 70: Grado Estándar "S": J _{nr3.2} , máx 4.0 kPa ⁻¹ Grado Alto "H": J _{nr3.2} , máx 2.0 kPa ⁻¹ Grado Muy Alto "V": J _{nr3.2} , máx 1.0 kPa ⁻¹ Grado Extremadamente Alto "E": J _{nr3.2} , máx 0.5 kPa ⁻¹ J _{nr dif} , máx 75% Temperatura de prueba, °C	64						70						76					82				
Después de Envejecimiento en Vasija de Presión, Temperatura y Aire (PAV - ASTM D 6521)																						
Temperatura de envejecimiento de PAV; °C ^g	100						100 (110)						100 (110)					100 (110)				
Corte dinámico, D 7175: Grado "S": G*(sinδ), máx 5000 kPa ^e . Grados "H", "V", "E": G*(sinδ), máx 6000 kPa ^e . Geometría: 8mm, Separación: 2 mm. Temperatura de prueba @ 10 rad/s; °C	31	28	25	22	19	16	34	31	28	25	22	19	37	34	31	28	25	40	37	34	31	28
Rigidez a flexión, D 6648: ^h S, máx: 300 MPa; m, mín: 0.300. Temperatura de prueba @ 60 s; °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24
Tensión Directa, P 252: ^h Deformación de falla, min. 1.0%. Temperatura de prueba a 1.0mm/min., °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24

^aEl ensayo MSCR con residuo de RTFO deberá ser ejecutado a la temperatura alta del Grado PG. El "ajuste de grado" se consigue especificando un J_{nr} más bajo.

^bLas temperaturas del pavimento son estimadas de la temperatura del aire utilizando un algoritmo contenido en el programa LTPP Bind; también pudieran ser especificadas por el proyectista; u obtenidas por los procedimientos mencionados en M 323 y R 35, excluyendo el "ajuste de grado".

^cEste requisito no es obligatorio, será a discreción de la agencia de especificación si el proveedor garantiza que el ligante asfáltico puede ser bombeado y mezclado adecuadamente a temperaturas que cumplan todos los estándares de seguridad aplicables.

^dPara el control de calidad de la producción de cementos asfálticos sin modificar, la medición de la viscosidad del cemento asfáltico original puede ser utilizada para complementar las mediciones de corte dinámico G*/sinδ a temperaturas donde el asfalto se comporte como un fluido Newtoniano.

^eG*/sinδ = rigidez de la temperatura alta y G*sinδ = rigidez de la temperatura intermedia.

^fEl cambio de masa deberá ser menor a 1.0% ya sea para un cambio positivo (ganancia de masa) o negativo (pérdida de masa).

^gLa temperatura de envejecimiento del PAV está basada en condiciones climáticas simuladas y es una de las tres temperaturas 90°C, 100°C o 110°C. Generalmente, la temperatura de envejecimiento del PAV es 100°C para PG58-xx y superiores. Sin embargo, para climas desérticos, se puede especificar una temperatura de 110°C para PG70-xx y superiores.

^hSi la rigidez se encuentra por debajo de 300 Mpa, la prueba de tensión directa no es requerida. Si la rigidez se encuentra entre 300 y 600 MPa, el requerimiento de deformación de falla de tensión directa puede ser utilizado en lugar del requerimiento de rigidez. El valor de la pendiente, m, requerido deberá ser satisfactorio en ambos casos.

Tabla 3.7 - Generalidades del ensayo RCL

Origen de la muestra	Residuo de RTFO o PAV	
Temperatura de ensayo	Intermedia	
Geometría	8 mm	
Espesor	2 mm	
Frecuencia	1.596 Hz	15.96 Hz
Esfuerzo controlado	500 kPa	1000 kPa
Deformación controlada	10%	5%
Ciclos requeridos aprox.	4,500	45,000
Duración de ensayo aprox.	50 min	

Los cálculos realizados se enumeran a continuación:

1. Obtener el número de ciclos (N) multiplicando la frecuencia (rad/s) con el tiempo del ensayo (s).
2. Calcular la energía disipada para cada ciclo N utilizando el módulo complejo y el ángulo de fase.

$$W_N = \pi \cdot G_N^* \cdot \gamma_0^2 \cdot \sin \delta_N$$

Ecuación 3.15

Donde,

G_N^* = módulo de corte en ciclo N,

γ_0 = deformación constante, y

δ_N = ángulo de fase en ciclo N.

3. Calcular la Proporción de Energía Disipada (DER) para cada ciclo N.

$$DER = \frac{\sum_{i=1}^N W_i}{W_N}$$

Ecuación 3.16

4. De la gráfica ciclos vs. DER, se obtiene el ciclo de inicio de la grieta, N_p , de los ligantes. Dicho parámetro se define como el ciclo en el que la línea de igualdad entre N (ciclos) y DER (45°), y la mayor tangente a la curva, se interceptan.

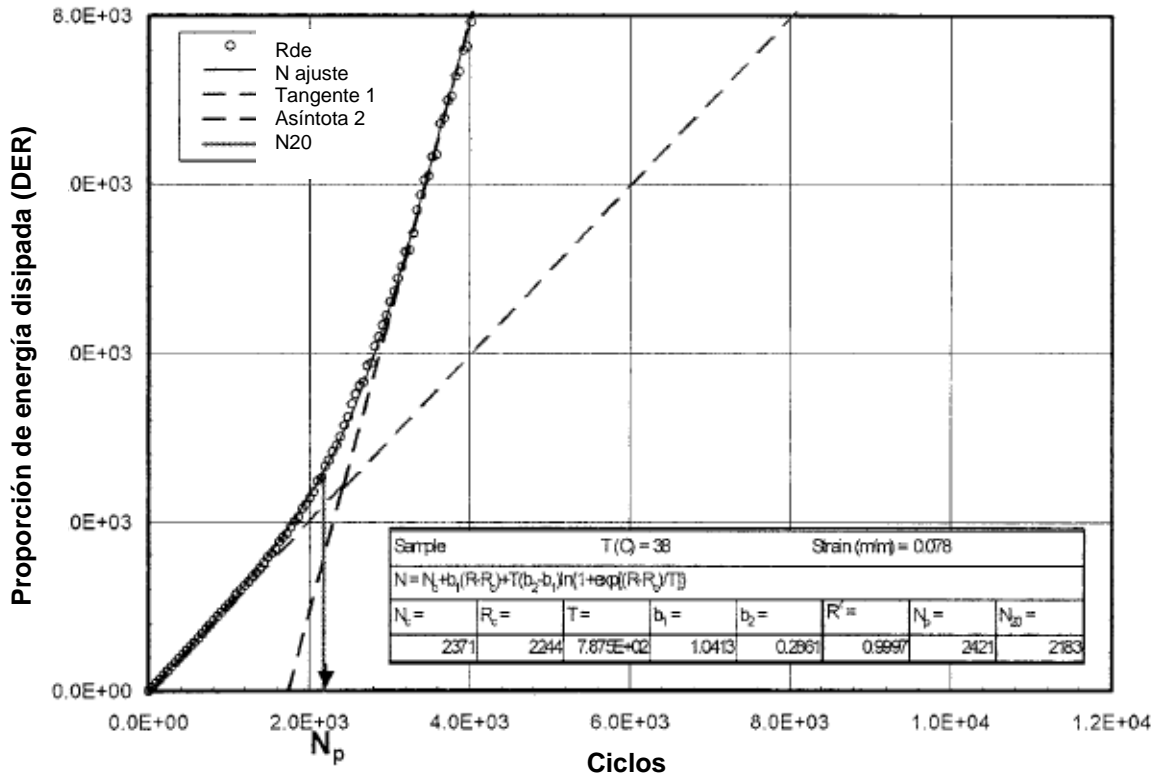


Figura 3.13 - Ejemplo de uso del concepto de DER en ligantes
Fuente: Bahia et al. (2001)

Posteriormente, se prosigió a evaluar los asfaltos por medio del ensayo de Barrido de Amplitud Lineal (LAST). Este se llevó a cabo por medio del método AASHTO TP101 (2014), el cual determina la resistencia al daño por fatiga por medio de una carga cíclica (sinusoidal) e incrementando la amplitud de carga en forma lineal; la intención del ensayo es causar un daño acelerado por fatiga. El Enfoque de Daño Continuo se utiliza para calcular la resistencia a la fatiga a partir de las propiedades reológicas del ligante y los resultados del barrido de amplitud. El ensayo se realiza en el DSR de acuerdo a los parámetros mostrados en la Tabla 3.8, donde se divide en 2 etapas, siendo la primera un barrido de frecuencias a una deformación constante; mientras que la segunda es un barrido de deformaciones a frecuencia constante.

Tabla 3.8 - Generalidades del ensayo LAST

Origen de la muestra	Residuo de RTFO o PAV											
Temperatura de ensayo	Intermedia											
Geometría	8 mm											
Espesor	2 mm											
Etapa 1												
Deformación controlada (%)	0.1											
Barrido de frecuencias (Hz)	0.2	0.4	0.6	0.8	1	2	4	6	8	10	20	30
Etapa 2												
Frecuencia (Hz)	10											
Barrido de deformación (%)	0 - 30											
Ciclos requeridos	3,100											

Fuente: Elaboración propia a partir de AASHTO TP101 (2014).

A continuación se determina cómo realizar el análisis del Daño Continuo Viscoelástico (VECD), de acuerdo a los resultados del ensayo:

- De los resultados de la etapa 1, obtener el parámetro α , para ello:
 - Obtener el módulo de almacenamiento (módulo de corte elástico), $G'(\omega)$, para cada frecuencia, a partir del módulo dinámico y el ángulo de fase:

$$G'(\omega) = |G^*(\omega)| \cdot \cos\delta(\omega)$$

Ecuación 3.17

- De la gráfica $\log(\omega)$ vs. $\log[G'(\omega)]$, obtener la pendiente m .

$$\log G'(\omega) = m \cdot (\log \omega) + b$$

Ecuación 3.18

$$\alpha = 1/m$$

Ecuación 3.19

- De la etapa 2, se obtiene la acumulación del daño calculada como:

$$D(t) \cong \sum_{i=1}^N [\pi\gamma_0^2 (C_{i-1} - C_i)]^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (t_i - t_{i-1})^{\frac{1}{1+\alpha}}$$

Ecuación 3.20

Donde,

$$C(t) = \frac{|G^*|(t)}{|G^*|_{inicial}}$$

Ecuación 3.21

γ_0^2 = deformación aplicada para un punto dado, %,

$|G^*|$ = Módulo complejo de corte, MPa,

α = valor reportado de la Ecuación 3.19, y

t = tiempo de muestreo, s.

3. Para cada punto del tiempo, t , se registran los valores $C(t)$ y $D(t)$. La relación entre $C(t)$ y $D(t)$ se ajusta a la siguiente ley de potencia:

$$C_{(t)} = C_0 - C_1(D)^{C_2}$$

Ecuación 3.22

Donde,

$C_0 = 1$, el valor inicial de C , y

C_1 y C_2 son coeficientes de una curva ajustada, derivada de una linearización de la ley de potencia:

$$\log(C_0 - C(t)) = \log(C_1) + C_2 \cdot \log(D(t))$$

Ecuación 3.23

Utilizando la Ecuación 3.23, C_1 se calcula como el anti-log de la intersección y C_2 como la pendiente de la curva. Para cálculos de ambos C_1 y C_2 , los datos correspondientes a daños menores a 10 son ignorados.

4. Calcular D_f , el cual es el valor de la acumulación del daño, $D(t)$, en la falla. Se define como el $D(t)$ que corresponde a la reducción inicial de $|G^*|$ en el esfuerzo cortante máximo.

$$D_f = \left(\frac{C_0 - C_{a \tau \text{ máximo}}}{C_1} \right)^{1/C_2}$$

Ecuación 3.24

5. Obtener los parámetros A y B , para el modelo de desempeño a fatiga de ligantes.

$$A = \frac{f(D_f)^k}{k(\pi C_1 C_2)^\alpha}$$

Ecuación 3.25

Donde,

f = frecuencia (10 Hz),

$k = 1 + (1 - C_2)\alpha$, y

$B = 2\alpha$

6. El parámetro de desempeño a fatiga del ligante, N_f , se calcula como sigue:

$$N_f = A(\gamma_{max})^{-B}$$

Ecuación 3.26

Donde,

γ_{max} = deformación máxima esperada para un ligante en una estructura de pavimento, %.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Etapa 1: Caracterización inicial

Viscosidad rotacional

En la Tabla 4.1 se observan los resultados de la viscosidad rotacional, η , a 135 °C, los cuales no sobrepasan el valor máximo establecido por normativa (3 Pa·s). Por otro lado, se observa cómo la viscosidad del asfalto se ve afectada por la inclusión de aditivo, presentándose una ligera reducción con el incremento en la concentración del mismo. La variación se considera significativa debido a que supera el porcentaje permitido, 3.5%, por repetibilidad del ensayo entre los ligantes (Tabla 3.3).

Tabla 4.1 - Resultados de viscosidad a 135 °C

Viscosidad (Pa·s)			
A0.0	A0.3	A0.5	A0.7
1.100	1.050	0.976	0.962

Tabla 4.2 - Variación de viscosidad entre muestras

Muestras	Variación
A0.0-0.3	-4.5%
A0.3-0.5	-7.0%
A0.5-0.7	-1.4%
A0.0-0.5	-11.3%
A0.0-0.7	-12.5%

DSR en condición original

En la Tabla 4.3 se presentan los resultados del ensayo en el DSR en condición original para una temperatura de 76°C. Inicialmente, se puede observar que los cuatro ligantes evaluados cumplen con el grado de desempeño a 76 °C

(PG 76) en condición original; sin embargo, se observan dos comportamientos particulares.

Tabla 4.3 - Resultados de DSR en condición original

Muestra	<i>T</i>	δ	<i>G'</i>	<i>G''</i>	<i>G*</i>	<i>G*/sinδ</i>
	°C	°	kPa	kPa	kPa	kPa
A0.0	76	69.38	0.553	1.469	1.569	1.677
A0.3	76	69.91	0.403	1.103	1.174	1.250
A0.5	76	69.15	0.364	0.956	1.023	1.094
A0.7	76	69.47	0.348	0.928	0.991	1.058

El primero es que existe una disminución en la rigidez del asfalto, representada en una disminución de G^* , con el incremento de la concentración del aditivo. El segundo es que se observa cómo el ángulo de fase, δ , se mantiene constante sin importar la concentración del aditivo (Figura 4.1). Esto se puede traducir en una proporción estable entre la parte viscosa y la parte elástica del material independientemente de la cantidad de aditivo que se utilice. Estos valores de δ se consideran constantes debido a que la variación entre muestras es mínima, no sobrepasó el 1.1% (Tabla 4.4); dicha variación se puede atribuir a la dispersión del ensayo, el cual puede ser hasta de 6.4% de acuerdo a la Tabla 3.3.

Por otro lado, el parámetro de deformación, $G^*/\sin\delta$, observado en la Figura 4.2, disminuye a medida que la concentración de aditivo aumenta, llegando casi al límite de la clasificación por Grado PG en condición original (mínimo 1 kPa). Esto, se podría decir, es evidente, ya que al disminuir el módulo de corte y ser constante el ángulo de fase, el parámetro de deformación disminuirá en la misma proporción que el módulo G^* al ser directamente proporcionales, como se observa en la variación porcentual que es muy similar entre ambos parámetros.

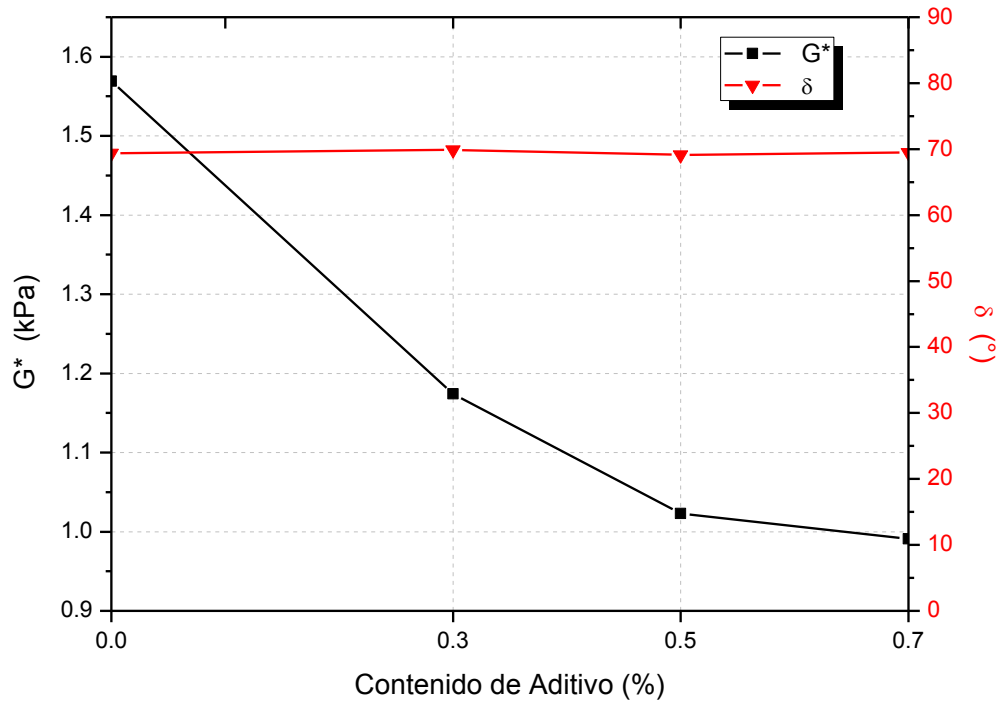


Figura 4.1 - Variación de G^* y δ a 76 °C en condición original

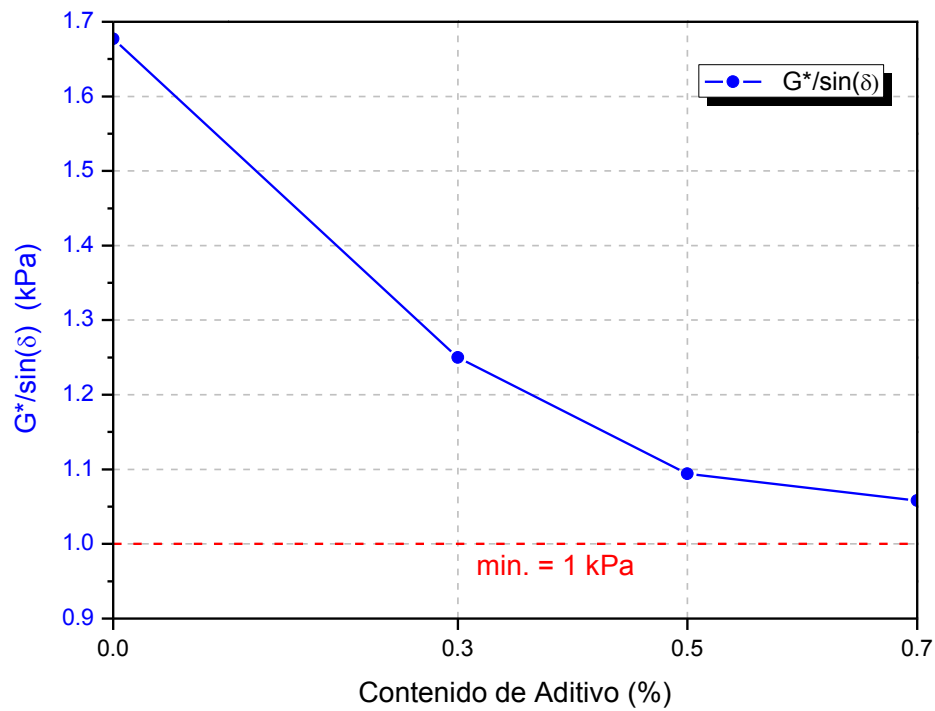


Figura 4.2 - Variación de $G^*/\sin\delta$ a 76 °C en condición original

Tabla 4.4 - Variación entre ligantes en condición original a 76 °C

Muestras	Variación Porcentual		
	G^*	δ	$G^*/\sin\delta$
A0.0-0.3	-25.2%	0.8%	-25.5%
A0.3-0.5	-12.9%	-1.1%	-12.5%
A0.5-0.7	-3.1%	0.5%	-3.3%
A0.0-0.5	-34.8%	-0.3%	-34.8%
A0.0-0.7	-36.8%	0.1%	-36.9%

Envejecimiento a corto plazo en RTFO

La Tabla 4.5 presenta el cambio de masa por envejecimiento en RTFO. De los datos se observa que la inclusión del aditivo no afecta el porcentaje de pérdida de masa de asfalto, ya que las pequeñas variaciones observadas (Tabla 4.6) están asociadas a las repetibilidad del ensayo.

Tabla 4.5 - Resultados del cambio de masa en RTFO

Cambio de Masa			
A0.0	A0.3	A0.5	A0.7
-0.279%	-0.273%	-0.282%	-0.279%

Tabla 4.6 - Variación de la pérdida de masa entre muestras

Muestras	Variación
A0.0-0.3	-2.1%
A0.3-0.5	3.1%
A0.5-0.7	-0.8%
A0.0-0.5	1.0%
A0.0-0.7	0.2%

DSR después de RTFO

En la Tabla 4.7 se presentan los resultados para tres temperaturas de cada ligante asfáltico. Estos valores corresponden a la temperatura donde el parámetro

de deformación cumple con el mínimo por norma (2.2 kPa), el inmediato superior al mínimo, y el inmediato inferior. Lo anterior es para poder observar el cambio en el parámetro de deformación dependiendo de la temperatura para cada ligante.

Tabla 4.7 - Resultados de DSR después de RTFO

Muestra	T	δ	G'	G''	G^*	$G^*/\sin\delta$
	°C	°	kPa	kPa	kPa	kPa
A0.0	76	58.53	1.929	3.152	3.695	4.332
	82	61.02	1.057	1.909	2.182	2.495
	88	64.92	0.540	1.153	1.273	1.406
A0.3	70	62.23	1.946	3.696	4.177	4.721
	76	63.83	1.050	2.138	2.382	2.654
	82	66.76	0.542	1.262	1.374	1.495
A0.5	64	63.7	2.870	5.808	6.479	7.227
	70	64.68	1.523	3.219	3.561	3.940
	76	66.71	0.784	1.821	1.983	2.159
A0.7	64	64.69	2.604	5.507	6.092	6.739
	70	65.86	1.354	3.021	3.311	3.629
	76	67.89	0.694	1.708	1.843	1.990

En la Figura 4.3, se observa como el módulo complejo de corte, G^* , disminuye con el incremento en la concentración de aditivo; esto indica una pérdida en la resistencia al esfuerzo cortante también después de envejecido el ligante. Por otro lado, se observa como el ángulo de fase, δ , tiende a incrementarse conforme aumenta el contenido de aditivo hasta un 16% respecto al ligante A0.0 (Tabla 4.8). La comparativa se realizó a la misma temperatura, 76°C, para que exista coherencia en los resultados.

En cuanto al parámetro de deformación, $G^*/\sin\delta$, se observa también una disminución en el mismo con la inclusión del aditivo como se ilustra en la Figura 4.4, donde los ligantes A0.5 y A0.7 no cumplen con la resistencia mínima establecida por normativa (2.2 kPa) para una temperatura de 76 °C. Lo anterior conlleva a evaluar la resistencia de dichos ligantes a un grado inferior (70 °C).

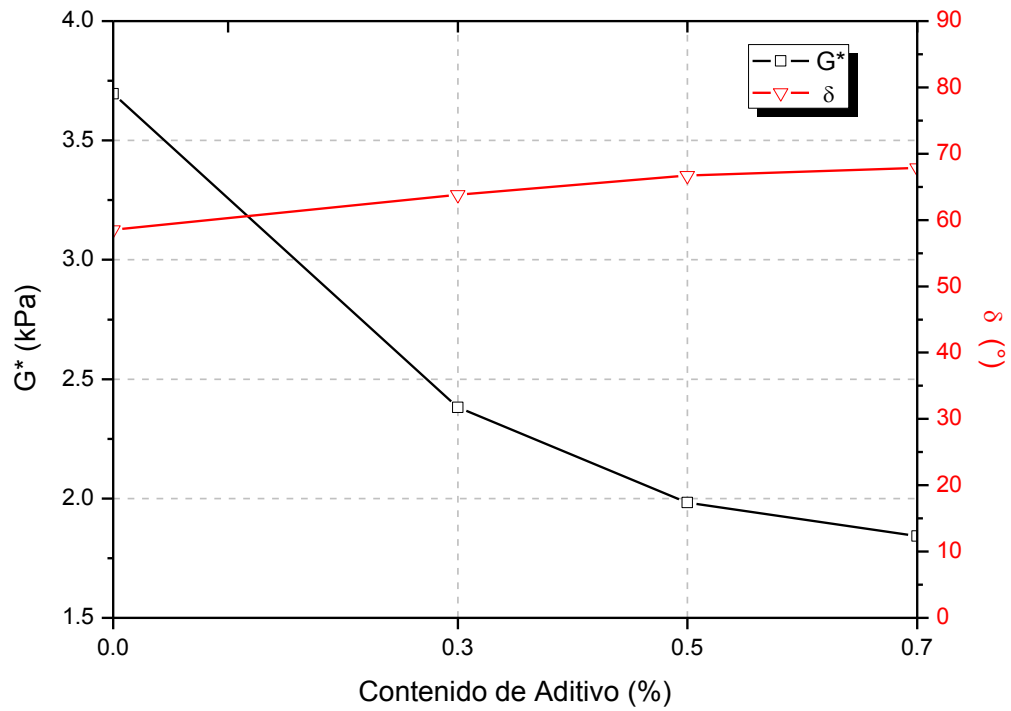


Figura 4.3 - Variación de G^* y δ a 76 °C después de RTFO

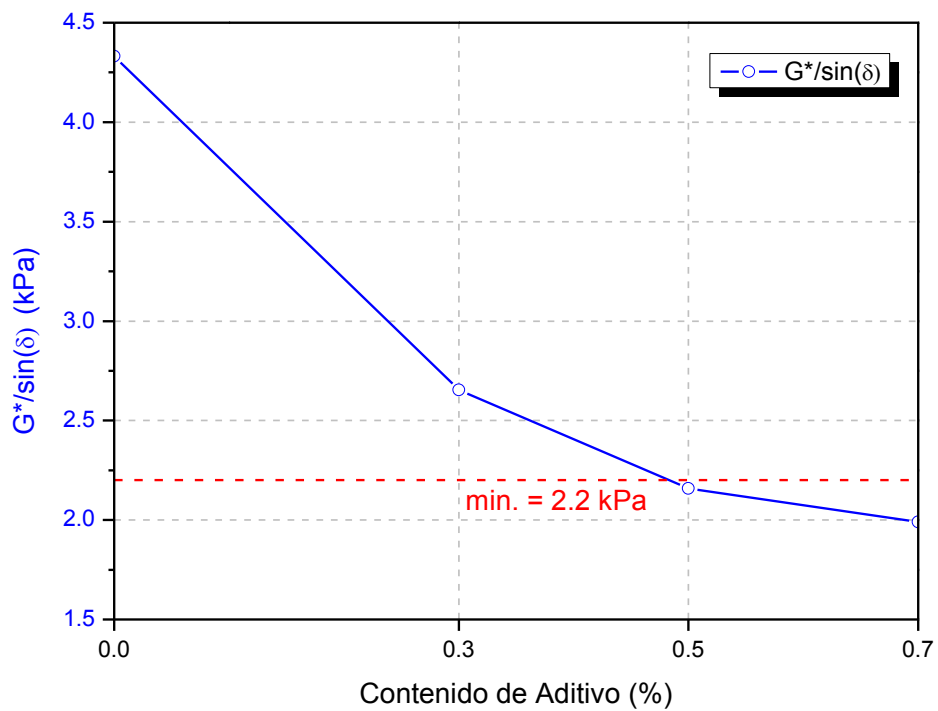


Figura 4.4 - Variación de $G^*/\sin\delta$ a 76 °C después de RTFO

De los resultados observados anteriormente se determinaron las variaciones porcentuales para cada parámetro con el incremento del aditivo, logrando así determinar un decremento en el parámetro de deformación, $G^*/\sin\delta$, de hasta 54.1% respecto al ligante base.

Tabla 4.8 - Variación entre ligantes después de RTFO a 76 °C

Muestras	Variación Porcentual		
	G^*	δ	$G^*/\sin\delta$
A0.0-0.3	-35.5%	9.1%	-38.7%
A0.3-0.5	-16.8%	4.5%	-18.7%
A0.5-0.7	-7.1%	1.8%	-7.8%
A0.0-0.5	-46.3%	14.0%	-50.2%
A0.0-0.7	-50.1%	16.0%	-54.1%

Tres comportamientos son comúnmente observados en un ligante asfáltico después del envejecimiento a corto plazo en el RTFO comparado con su comportamiento mecánico en condición original. Los primeros dos son el incremento del módulo complejo de corte (G^*) y la disminución del ángulo de fase (δ). Estos comportamientos se presentan generalmente por la pérdida de aceites volátiles que se evaporan en el proceso de envejecimiento, generando que el ligante se vuelva más rígido. El tercer comportamiento es la temperatura de falla después de envejecido el ligante, la cual generalmente es mayor, es decir, aumenta un Grado PG al presentar una mayor rigidez.

Los resultados obtenidos muestran cómo el ángulo de fase, del asfalto base A0.0, presenta una disminución del 15.64% después de envejecido en el RTFO (Tabla 4.9), mientras que los ligantes con aditivo tienen menor variación con respecto a la muestra original. Lo anterior indica que a mayor concentración de aditivo, el asfalto presenta una menor pérdida de volátiles durante el proceso de envejecimiento a corto plazo, siendo que con la mayor concentración de aditivo el ángulo de fase es muy similar al original. La comparativa se realiza a 76°C para presentar coherencia en los resultados.

Tabla 4.9 - Comparativa de parámetros a 76 °C en condición original y después de RTFO

Muestra		A0.0	A0.3	A0.5	A0.7
T	°C	76			
δ	Original, °	69.38	69.91	69.15	69.470
	RTFO, °	58.53	63.83	66.71	67.890
	Variación	-15.64%	-8.70%	-3.53%	-2.27%
G^*	Original, kPa	1.569	1.174	1.023	0.991
	RTFO, kPa	3.695	2.382	1.983	1.843
	Variación	135.50%	102.90%	93.84%	85.95%
$G^*/\sin\delta$	Original, kPa	1.677	1.250	1.094	1.058
	RTFO, kPa	4.332	2.654	2.159	1.990
	Variación	158.32%	112.32%	97.35%	88.09%

En esta misma tabla se observa cómo la variación de G^* presenta un incremento aproximado del 100%; lo cual podría indicar que los aceites volátiles que se evaporan en el proceso de envejecimiento son los mismos en cada asfalto, por lo tanto el incremento del módulo conserva la misma proporción. Por otro lado, el parámetro de deformación muestra un incremento después de envejecido a corto plazo el ligante, aunque en menor proporción conforme la concentración de aditivo aumentó; lo anterior se puede apreciar en la Figura 4.5.

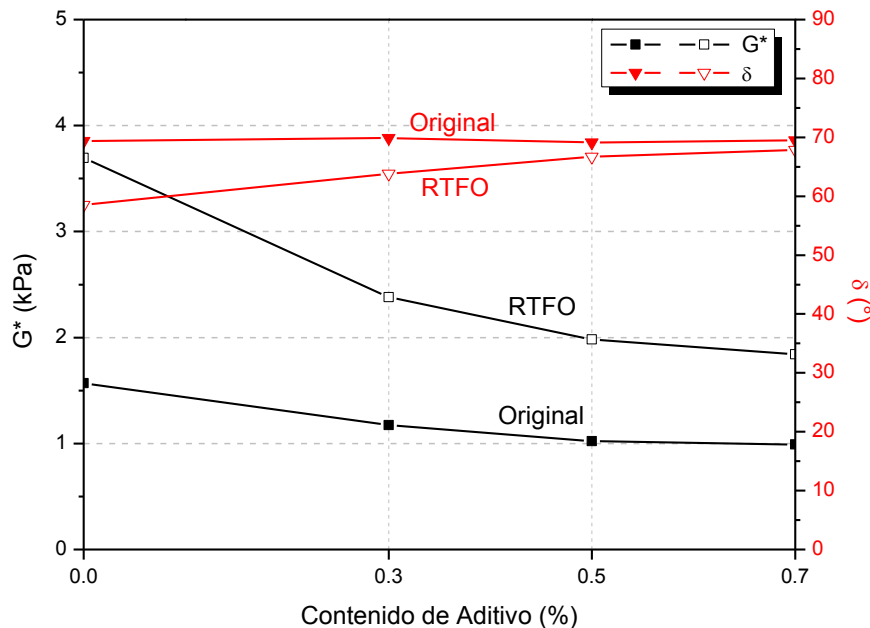


Figura 4.5 - Comparativa de parámetros a 76 °C en condición original y después de RTFO

El último comportamiento general analizado es el cambio de la temperatura de falla entre condiciones de envejecimiento. Los resultados obtenidos muestran que la regla general (aumento de la temperatura) no se cumple para los asfaltos con aditivo, ya que existe una disminución del Grado PG con el incremento en la concentración de aditivo después de envejecido a corto plazo (Tabla 4.10). El ligante base, sin aditivo, (A0.0), presentó el comportamiento comúnmente observado en los ligantes asfálticos. Lo anterior resultó en que la temperatura alta de falla para los asfaltos con aditivo fue establecida por el ligante después de RTFO.

Tabla 4.10 - Grado PG a altas temperaturas

Muestra	Temperatura Alta - PG		PG
	Original	RTFO	
A0.0	76 °C	82 °C	76 °C
A0.3	76 °C	76 °C	76 °C
A0.5	76 °C	70 °C	70 °C
A0.7	76 °C	70 °C	70 °C

Envejecimiento a largo plazo en PAV

El ensayo de envejecimiento en la vasija a presión (PAV) no arroja algún resultado, simplemente, como se mencionó en la metodología, se recuperó el asfalto de las charolas para proceder con la evaluación reológica del ligante en su etapa de envejecimiento a largo plazo.

DSR después de PAV

En la Tabla 4.11 se presentan los resultados del ensayo de DSR a tres temperaturas con el ligante envejecido en condición a largo plazo. En dichos resultados se puede observar la variación en el módulo de corte dinámico, G^* , conforme la temperatura disminuye, así como las temperaturas críticas a la que los ligantes cumplen con el parámetro de fatiga, $G^*(\sin\delta)$, establecido por la normativa (máximo 5,000 kPa).

Se observa que tanto el G^* como el $G^*(\sin\delta)$ se incrementan conforme la temperatura disminuye debido a que a temperaturas bajas el ligante se vuelve más rígido por lo tanto soporta mayores niveles de esfuerzo. Con el incremento en la concentración de aditivo, se puede observar cómo el módulo disminuye, así como el parámetro de fatiga, generando que a mayor concentración de aditivo el ligante muestre una mayor resistencia a la fatiga. Este cambio en el comportamiento se observó a todas las temperaturas evaluadas, como lo muestra la Figura 4.6 y la Figura 4.7.

Tabla 4.11 - Resultados de DSR después de PAV

Muestra	T	δ	G'	G''	G^*	$G^*(\sin\delta)$
	°C	°	kPa	kPa	kPa	kPa
A0.0	22	35.34	5810	4120	7122	4120
	20	34.15	7579	5141	9158	5141
	19	33.58	8352	5546	10030	5548
A0.3	22	36.84	5299	3970	6622	3970
	20	35.42	6899	4908	8467	4907
	19	34.96	7653	5350	9337	5350
A0.5	22	39.05	4308	3494	5546	3494
	20	37.38	5825	4450	7331	4451
	19	36.77	6458	4826	8062	4826
A0.7	22	39.02	4271	3461	5498	3461
	20	36.70	5801	4320	7233	4323
	19	36.70	6378	4755	7955	4754

En lo que respecta al ángulo de fase se observa un incremento en el mismo conforme la concentración de aditivo aumenta (Figura 4.8), lo cual se traduce en un incremento de la parte viscosa, G'' , del ligante. De igual manera se observa un incremento en el ángulo de fase conforme la temperatura aumenta; esto se debe a que a mayores temperaturas, los ligantes presentan mayor fluidez por lo que tienden a comportarse como un líquido.

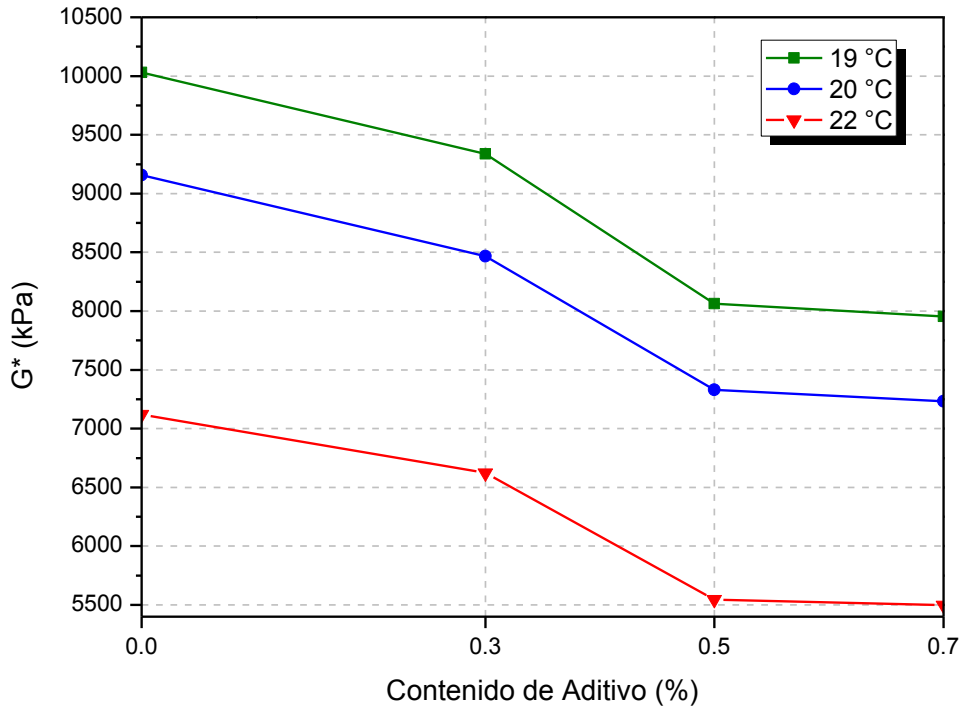


Figura 4.6 - Variación de G^* a temperaturas intermedias después de PAV

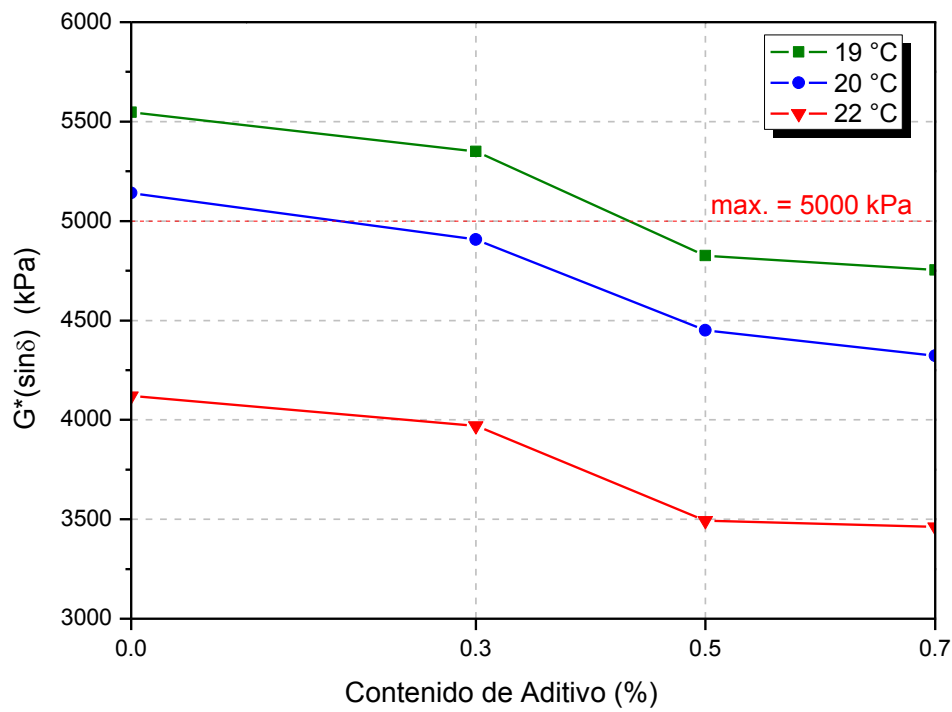


Figura 4.7 - Variación de $G^*(\sin\delta)$ a temperaturas intermedias después de PAV

Es importante mencionar que la temperatura de 20 °C no corresponde como tal a los grados de temperaturas intermedias de la clasificación PG; pero se obtuvo para contar con un valor comparable con la mezcla asfáltica a fatiga para investigaciones posteriores y referencia del lector.

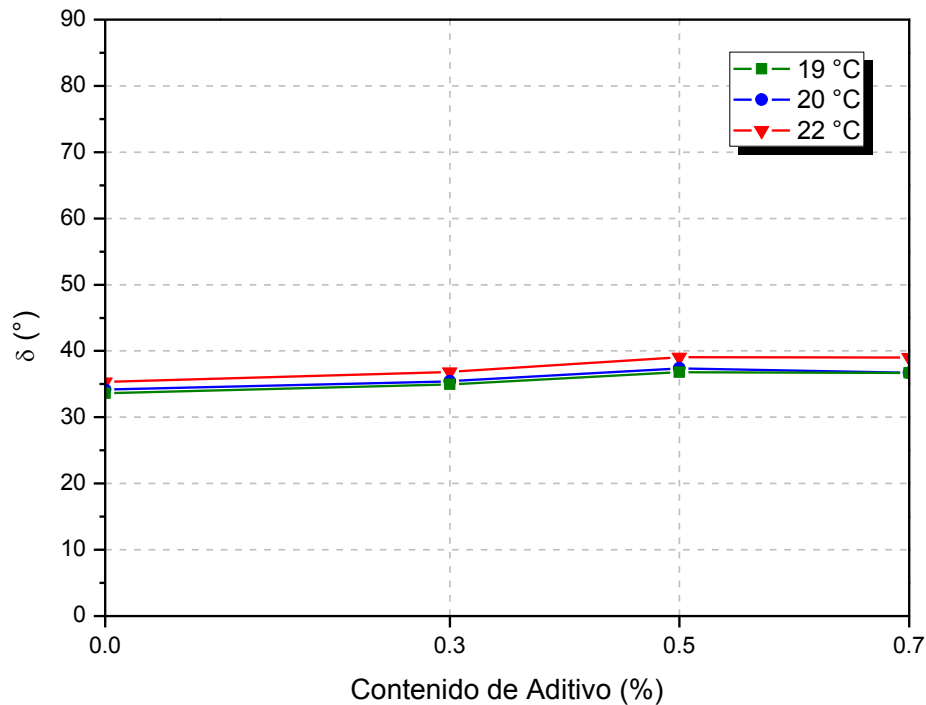


Figura 4.8 - Variación de δ a temperaturas intermedias después de PAV

Susceptibilidad Térmica (BBR)

En la Tabla 4.12 se muestran los resultados del BBR para dos temperaturas; con estos resultados se puede observar la variación en la rigidez, S , y la pendiente, m . Al igual que en análisis anteriores se puede identificar la temperatura crítica a la que el ligante presenta el desempeño requerido por normativa.

Tabla 4.12 - Resultados de BBR

Muestra	T	S	m
	°C	MPa	
A0.0	-12	120	0.292
A0.3		129	0.299
A0.5		119	0.302
A0.7		120	0.313
A0.0	-6	57.2	0.328
A0.3		59.9	0.337
A0.5		58.4	0.341
A0.7		57.6	0.341

En la Figura 4.9 se observa cómo la inclusión del aditivo no modifica la rigidez del ligante a distintas temperaturas; en cuanto al parámetro de rigidez, m , se observa un ligero incremento con la concentración del aditivo, lo cual significa un cambio de clasificación a temperaturas bajas.

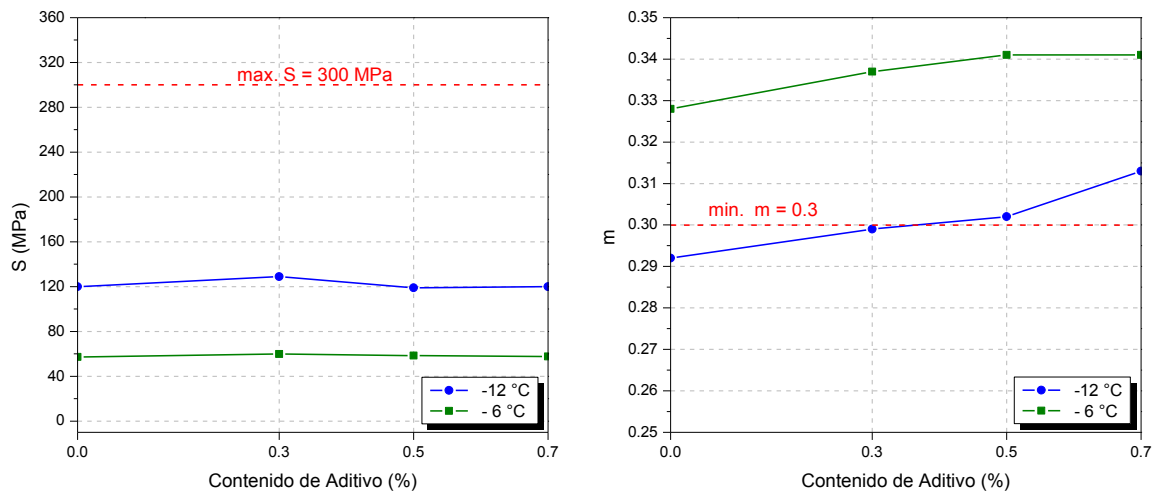


Figura 4.9 - Variación de S y m a bajas temperaturas

A una temperatura de -6 °C se observa que el asfalto con sus distintas concentraciones de aditivo puede trabajar sin fallar por agrietamiento a bajas temperaturas. Sin embargo, a una temperatura de -12 °C, los asfaltos A0.0 y A0.3, podrían fallar por agrietamiento, ya que se encuentran debajo del límite del valor-

m establecido por normativa. Lo anterior clasifica a los asfaltos de acuerdo a la Tabla 4.13

Es importante mencionar que el ligante asfáltico base fue suministrado como un PG76-22, y de los resultados obtenidos en ambas vigas —se pueden observar en el Apéndice— del ligante A0.0, se registran valores de m menores a 0.300 para una temperatura de -12 °C. Lo anterior deja como referencia que algunas veces los fabricantes de ligantes asfálticos modificados, buscan cumplir con una especificación en el límite permisible, descuidando el control de calidad de sus productos con la intención de obtener ahorros económicos.

Tabla 4.13 - Grado PG a bajas temperaturas

Muestra	T. Ensayo	T. PG
	°C	°C
A0.0	-6	-16
A0.3	-6	-16
A0.5	-12	-22
A0.7	-12	-22

Clasificación Grado PG

Una vez observados los resultados anteriores, se clasificaron los ligantes asfálticos de la siguiente manera de acuerdo al método Superpave.

Tabla 4.14 - Grado PG de ligantes asfálticos

Muestra	T. Alta	T. Baja	PG
	°C	°C	
A0.0	76	-16	76-16
A0.3	76	-16	76-16
A0.5	70	-22	70-22
A0.7	70	-22	70-22

Análisis Químico

De acuerdo a los resultados obtenidos en la evaluación reológica de los cuatro ligantes en sus distintas etapas de envejecimiento (original, RTFO y PAV), se determinó la necesidad de realizar un análisis químico a cada uno de estos para tratar de explicar el fenómeno observado principalmente en el ángulo de fase después de que fueran envejecidos en RTFO. Este fenómeno consistió en un incremento del ángulo de fase en los residuos de RTFO con aditivo respecto al ligante base A0.0 (Figura 4.5).

La determinación de la composición química de los ligantes se realizó con el apoyo de la empresa Dynasol Altamira, S.A. de C.V., con el objetivo de determinar las fracciones SARA por latroscan de estos. Los resultados generales se muestran en la Figura 4.10.

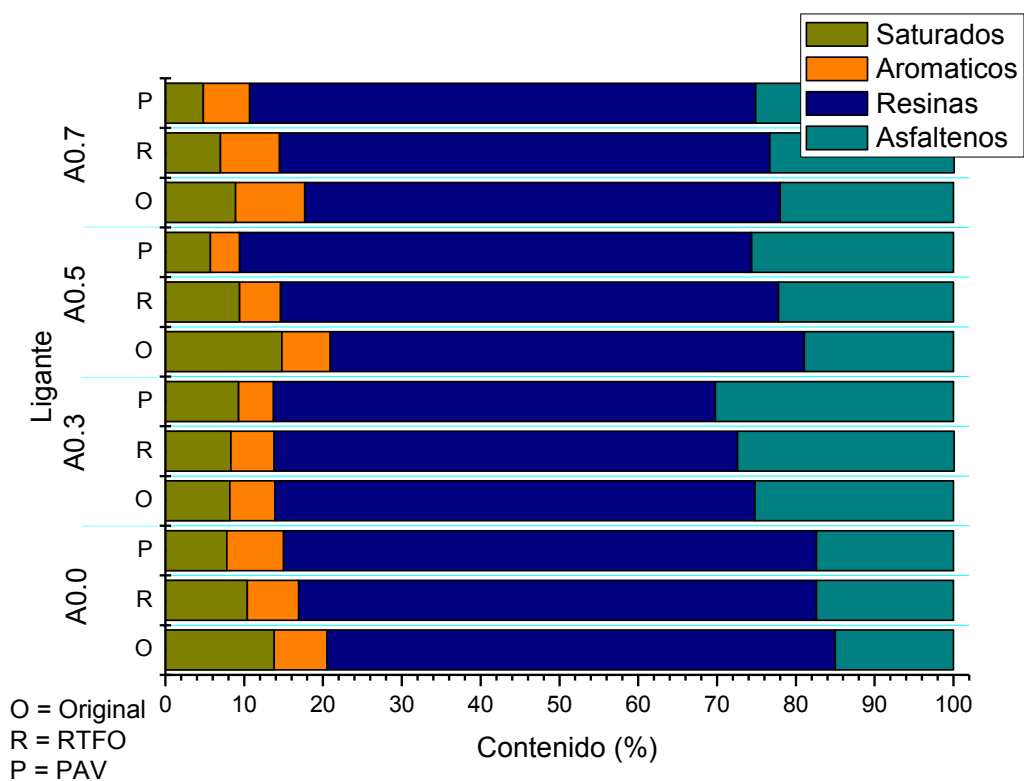


Figura 4.10 - Resultados de fracción SARA

En la figura anterior, se observa en términos generales un decremento de las fracciones saturadas y aromáticas en todos los ligantes cuando pasan de un estado original a residuo de RTFO y posteriormente a residuo de PAV; por el contrario se observa un incremento de las resinas y asfaltenos. Una comparativa de los ligantes en cada estado de envejecimiento se detalla en la Figura 4.11, Figura 4.12 y Figura 4.13.

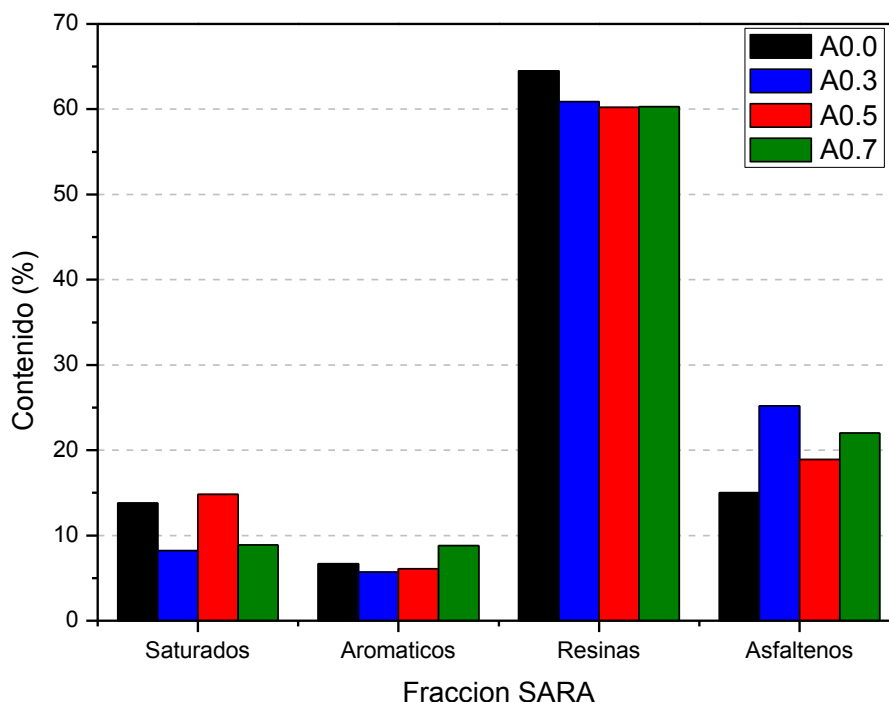


Figura 4.11 - Comparativa de fracciones en condición original

En condición original, se observó —en términos generales con la inclusión del aditivo— un decremento de la fracción saturada y de resinas, mientras que por otro lado, un incremento de la fracción aromática y asfáltica. En condición de envejecimiento en RTFO se determinó un decremento en la fracción saturada, aromática y de resinas; mientras que un incremento en la asfáltica. Por último, en condición de envejecimiento en PAV se observó un decremento en la fracción saturada y aromática, así como un incremento en la de resinas y asfáltica.

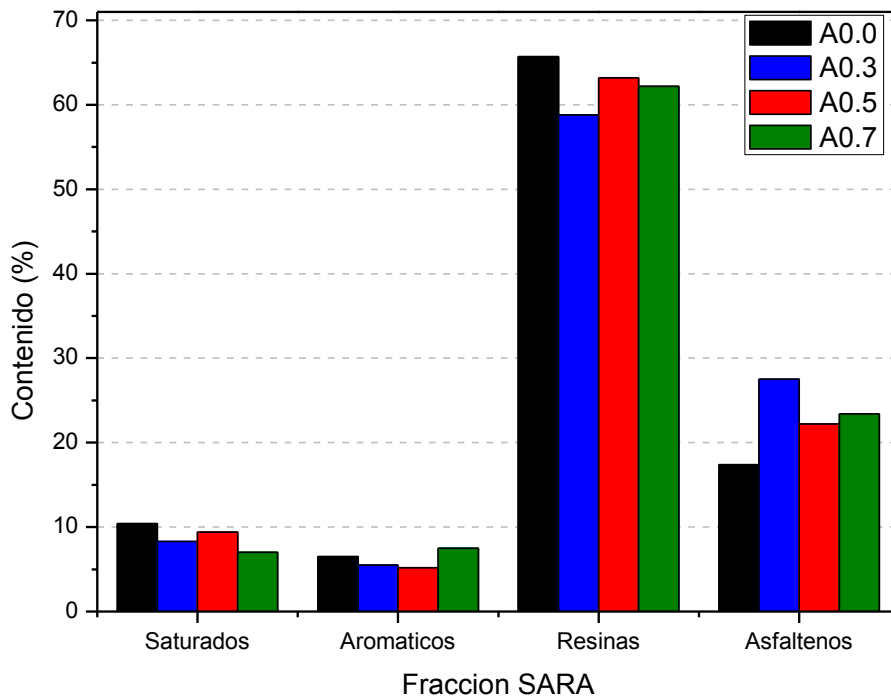


Figura 4.12 - Comparativa de fracciones con residuo de RTFO

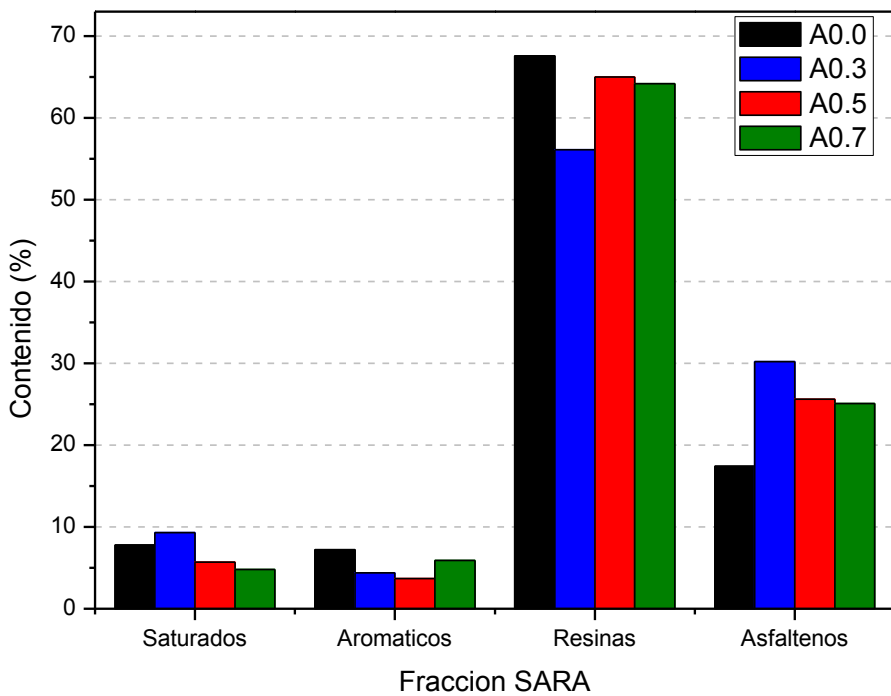


Figura 4.13 - Comparativa de fracciones con residuo de PAV

A pesar de lo mencionado anteriormente, no se observa una clara tendencia en el comportamiento del asfalto con la inclusión del aditivo, ya que en todas las etapas de envejecimiento algún ligante no iba acorde al comportamiento general de los demás con aditivo. El incremento en el ángulo de fase después de envejecidos los ligantes en RTFO, se puede atribuir al cambio de las fracciones que sufre el asfalto desde su incorporación en estado original.

Resumen

De acuerdo a la clasificación por Grado PG, se pudo determinar la influencia del aditivo en el grado del asfalto, donde se observó un decremento en la rigidez del mismo, evaluado por medio del G^* , conforme la concentración aumentaba; y por consiguiente el aditivo generó un decremento en el parámetro de deformación $G^*/\sin\delta$, hasta lograr una disminución en el Grado de 76 a 70°C para las concentraciones de 0.5 y 0.7%. En lo que se refiere a las temperaturas intermedias y bajas (evaluación del agrietamiento), se determinó un incremento en la resistencia a fatiga evaluada en el DSR después de PAV; lo anterior se atribuye a la disminución del G^* —registrada anteriormente— con la inclusión del aditivo lo que conlleva a que el parámetro de fatiga tienda a disminuir $G^*(\sin\delta)$, siendo beneficioso para estar debajo de los 5,000 kPa establecidos por norma. En el caso del agrietamiento por bajas temperaturas, el aditivo ayudó a disminuir el valor de la pendiente m , resultando en un incremento en Grado en la temperatura baja de -16 a -22 °C.

4.2 Etapa 2: Deformación permanente

La evaluación de los ligantes y mezclas asfálticas se realizó de acuerdo a las tres etapas descritas en el capítulo anterior; los resultados obtenidos se analizan a continuación.

El ensayo MSCR se realizó a la temperatura alta del Grado PG. De los resultados mostrados previamente se determinaron dos diferentes temperaturas

de ensayo, por lo que para efectos comparativos todos los asfaltos se evaluaron a 70 °C y a 76 °C. La Figura 4.14 presenta un ejemplo de los resultados obtenidos en un ensayo de Creep Repetido.

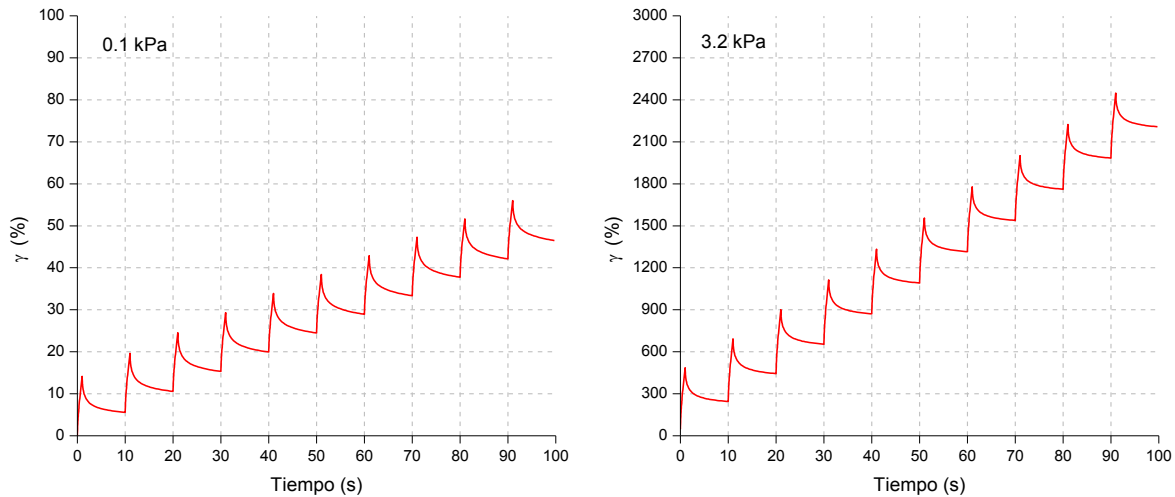


Figura 4.14 - Ejemplo: resultados de creep repetido

Las Figura 4.15 y Figura 4.16 muestran los resultados de los ensayos de creep repetido ejecutados para cada ligante asfáltico en dos condiciones térmicas distintas. El análisis de resultados se realizó bajo 3 factores de influencia: concentración del aditivo, magnitud de la carga, temperatura; y de acuerdo a la normativa. La deformación no recuperable acumulada —que se observa al finalizar el ciclo 10— para cada nivel de esfuerzo, temperatura y ligante asfáltico, se reporta en la Tabla 4.15.

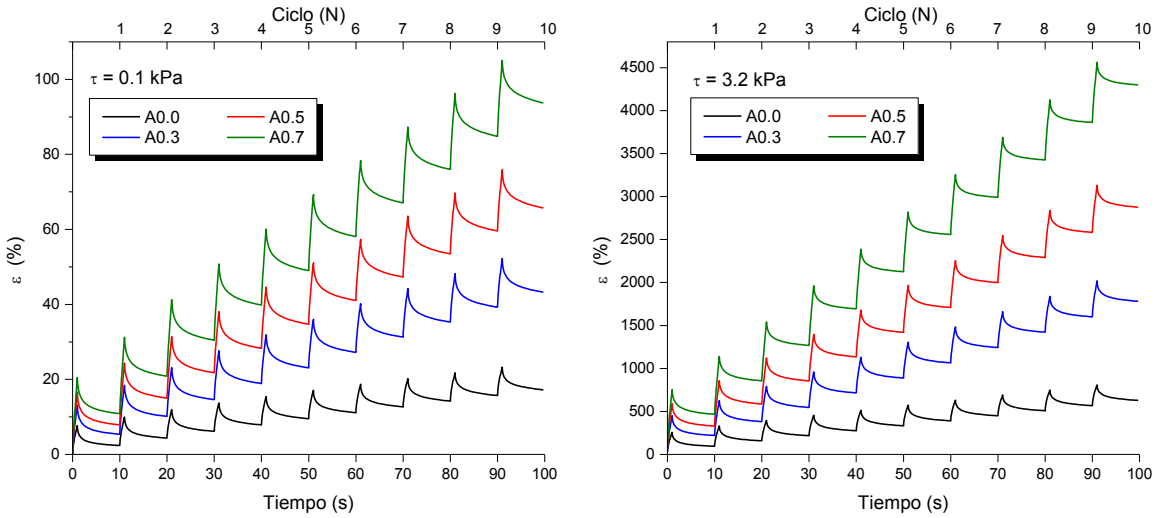


Figura 4.15 - Resultados de creep repetido a 70 °C

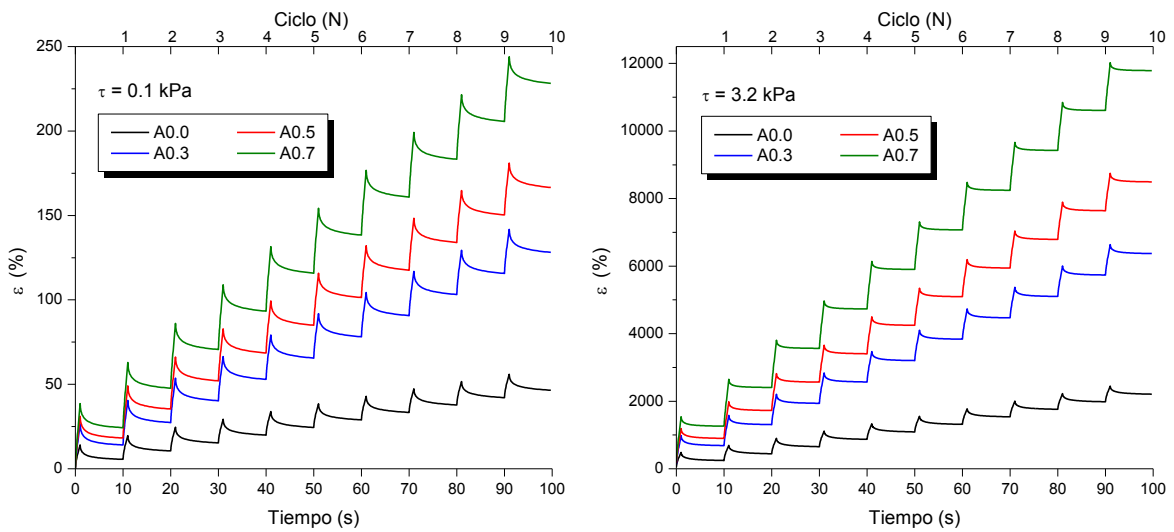


Figura 4.16 - Resultados de creep repetido a 76 °C

Tabla 4.15 - Deformación permanente total

Muestra	T (°C)	ε permanente total (%)	
		0.1 kPa	3.2 kPa
A0.0	70	17.2	627.9
	76	46.5	2,207.7
A0.3	70	43.3	1,781.7
	76	128.2	6,372.5
A0.5	70	65.7	2,876.6
	76	166.6	8,494.6
A0.7	70	93.7	4,299.4
	76	228.2	11,789.0

Influencia del aditivo

De las deformaciones resultantes del ensayo, se observa un incremento en la deformación permanente con la inclusión e incremento de aditivo, tanto en magnitud por ciclo, como en velocidad de deformación. La velocidad de deformación se ilustra por medio de la Figura 4.17 y Figura 4.18, donde se indica el valor de la pendiente para cada tipo de ligante; resultando esto en un incremento directamente proporcional en la deformación respecto al incremento en el porcentaje de aditivo.

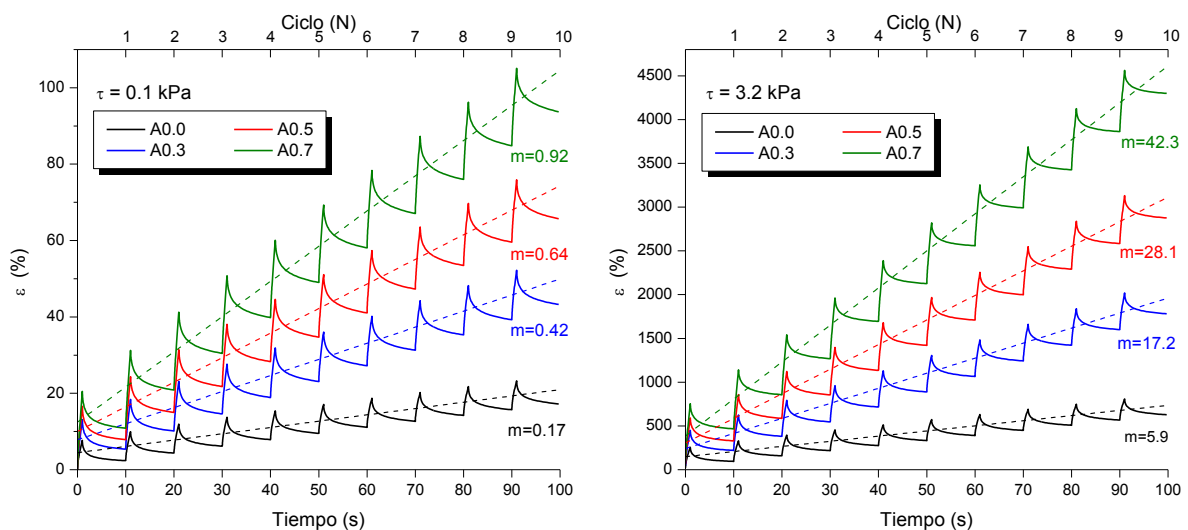


Figura 4.17 - Influencia del aditivo a 70 °C

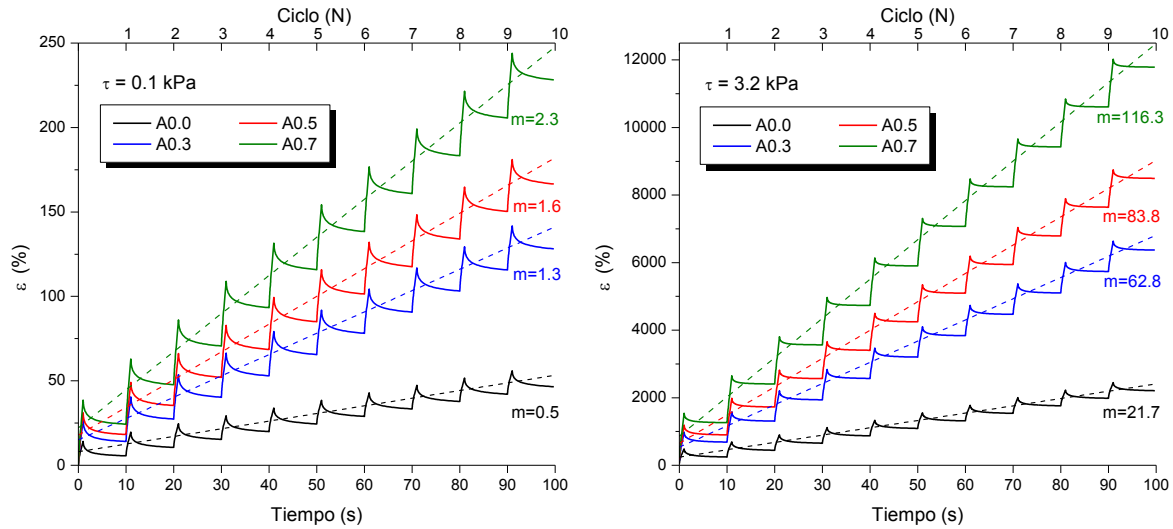


Figura 4.18 - Influencia del aditivo a 76 °C

En la Figura 4.19 se visualiza el incremento de la deformación permanente total (ciclo 10) conforme el contenido de aditivo aumenta, a las dos temperaturas de estudio. Se observan incrementos de hasta 585% respecto al ligante base, lo cual indica una pérdida en la resistencia a la deformación permanente cuando se adiciona el aditivo de adherencia.

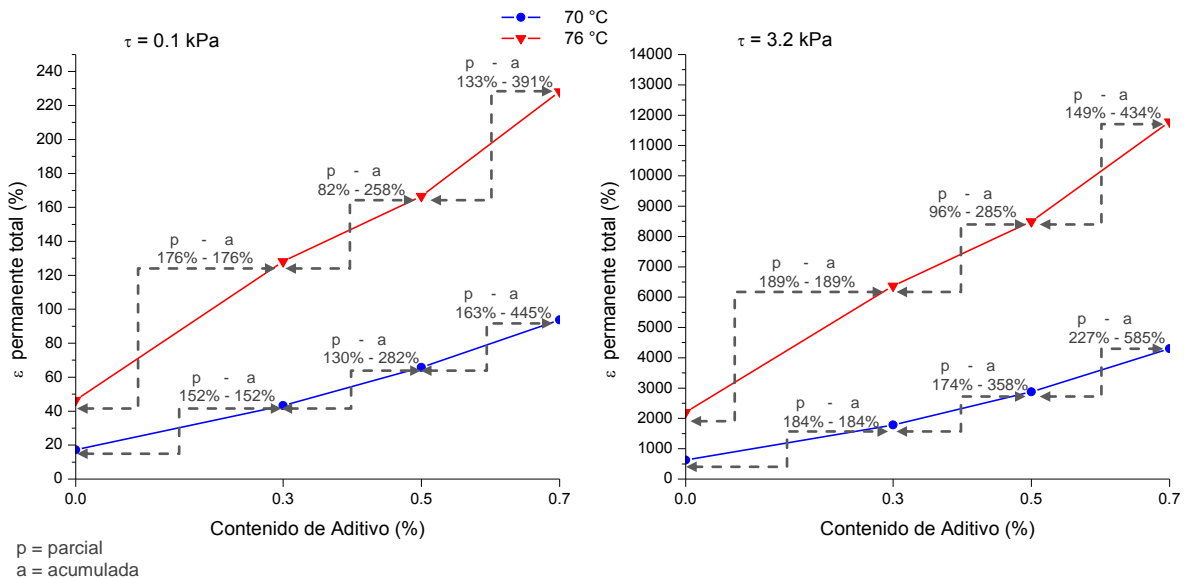


Figura 4.19 - Influencia del aditivo a la ϵ permanente total

Influencia de la temperatura

En la Figura 4.20 se observa la influencia de la temperatura en la deformación permanente total, donde se presentan incrementos del orden del 200% con el incremento en la temperatura de 6 °C en ambos niveles de esfuerzos. Lo anterior, se podría decir, es un comportamiento habitual del asfalto, ya que a mayores temperaturas el material se vuelve más fluido por lo que su resistencia al corte disminuye. Aunado a lo anterior, se observa en los ligantes A0.5 y A0.7 un incremento en la deformación total menor que en los ligantes A0.0 y A0.3. Esto indica que a una mayor concentración de aditivo existe menor susceptibilidad al cambio de temperatura; mientras que una concentración de 0.3% resulta ser más susceptible a este cambio (Tabla 4.16).

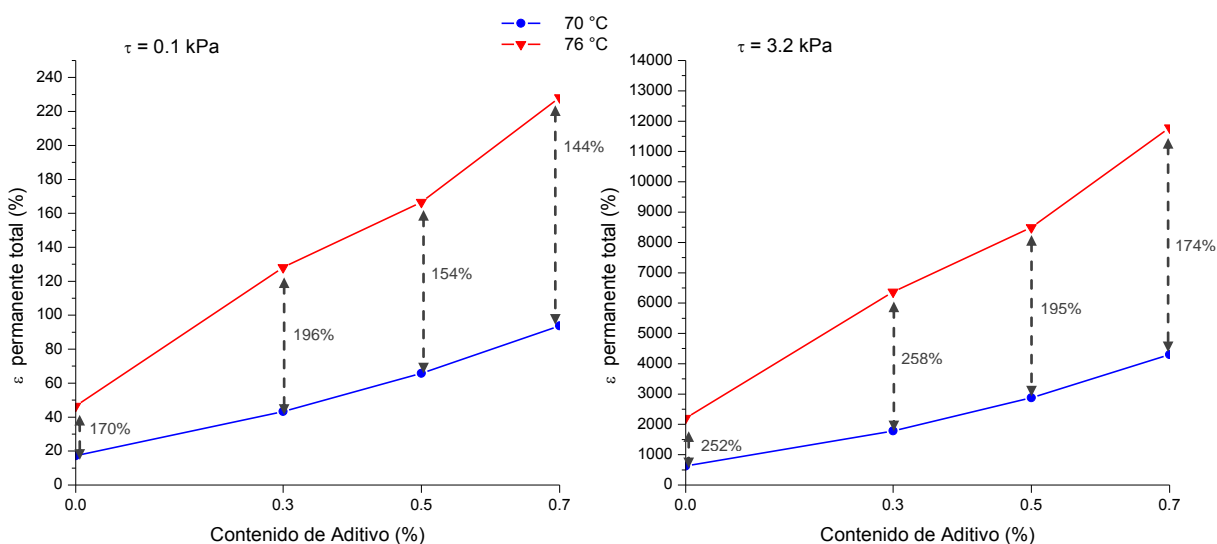


Figura 4.20 - Influencia de la temperatura a la ϵ permanente total

Tabla 4.16 - Variación del incremento en la deformación con el cambio de temperatura, entre ligantes

Muestras	Variación			
	0.1 kPa		3.2 kPa	
A0.0-A0.3	170-196%	10%	252-258%	2%
A0.3-A0.5	196-154%	-14%	258-195%	-17%
A0.5-A0.7	154-144%	-4%	195-174%	-7%

Influencia de la carga

Otro punto en consideración es la influencia de la carga en la deformación permanente acumulada (Tabla 4.15), donde —de acuerdo a la Tabla 4.17— se registraron incrementos hasta de 5,000 % aproximadamente en la deformación. Aunado a esto, se observa una disminución en la variación conforme la cantidad de aditivo se incrementa. Esto quiere decir que el incremento de aditivo disminuye la susceptibilidad al cambio de temperatura.

Tabla 4.17 - Influencia de la carga en la deformación permanente total

Muestra	Incremento ($\tau_{3,2}/\tau_{0,1}$)		Variación
	70 °C	76 °C	
A0.0	3,551%	4,648%	31%
A0.3	4,015%	4,871%	21%
A0.5	4,278%	4,999%	17%
A0.7	4,488%	5,066%	13%

Análisis de los parámetros del ensayo

En base a la metodología, se obtuvieron los porcentajes de recuperación, R , para cada nivel de esfuerzo, así como el parámetro de conformidad, J_{nr} . Los cálculos se presentan en la Tabla 4.18 donde como primer enfoque se observa que el ligante va perdiendo la capacidad para recuperarse en ambos niveles de esfuerzo con el aumento en la concentración de aditivo (aumento de R_{diff}). Este mismo efecto se observa en el J_{nr} , donde su valor aumenta con la concentración de aditivo, ya que el incremento de ambos se debe al incremento en la deformación no recuperable (permanente) de cada ciclo. El J_{nr} se traduce también en una disminución en el módulo de corte, lo que refleja un decremento en la resistencia a la deformación. En la Figura 4.21 se observa la influencia de la magnitud del esfuerzo aplicado en el parámetro de conformidad, donde a mayor concentración de aditivo, el ligante presenta una mayor deformación no recuperable; esto se traduce en el parámetro $R_{diff Jnr}$, y su incremento.

Tabla 4.18 - Resultados de creep repetido

Muestra	A0.0	A0.3	A0.5	A0.7	A0.0	A0.3	A0.5	A0.7
T (°C)	70				76			
$R_{0.1}$ (%)	76.19	65.21	58.05	51.84	65.33	49.21	43.62	37.99
$R_{3.2}$ (%)	73.34	56.33	46.01	36.52	51.10	27.42	20.43	13.56
R_{diff} (%)	3.74	13.62	20.75	29.55	21.78	44.28	53.17	64.31
$J_{nr\ 0.1}$ (1/kPa)	0.175	0.437	0.663	0.943	0.469	1.288	1.672	2.289
$J_{nr\ 3.2}$ (1/kPa)	0.193	0.547	0.882	1.318	0.678	1.953	2.604	3.614
$R_{diff\ Jnr}$ (%)	10.53	25.01	33.07	39.65	44.49	51.67	55.73	57.88
$G_{v\ 0.1}$ (kPa)	5.71	2.29	1.51	1.06	2.13	0.78	0.60	0.44
$G_{v\ 3.2}$ (kPa)	5.17	1.83	1.13	0.76	1.48	0.51	0.38	0.28

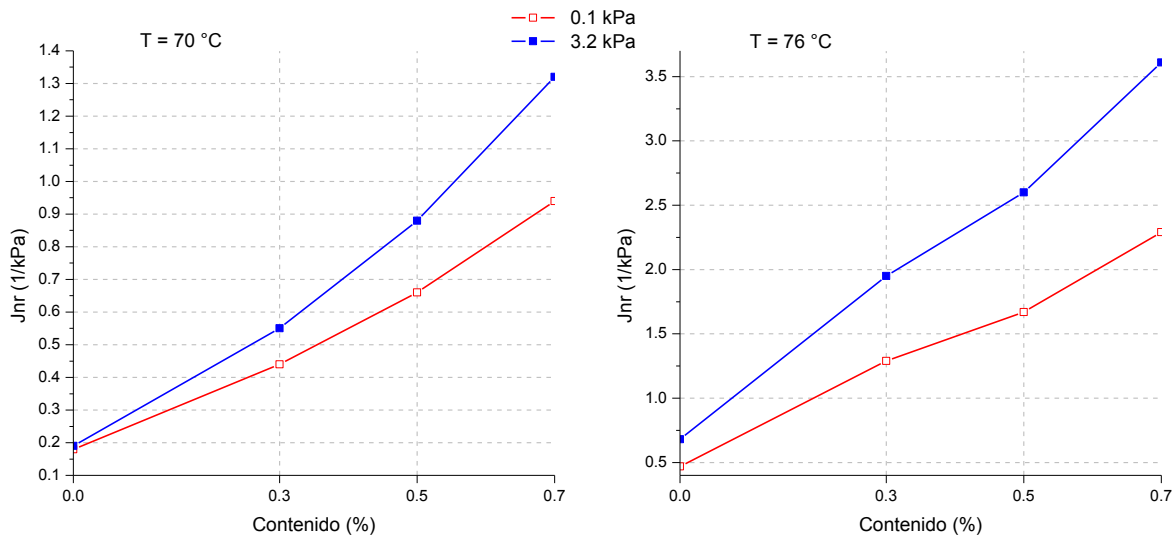


Figura 4.21 - Variación del J_{nr}

El siguiente paso de acuerdo a la metodología es graficar el porcentaje de recuperación, R , contra el parámetro de conformidad, J_{nr} , a un nivel de esfuerzo de 3.2 kPa como se indica en la Figura 3.12. Este nuevo gráfico se observa en la Figura 4.22, y también se visualiza cómo a una temperatura de 76 °C, los ligantes A0.5 y A0.7 caen dentro de la región donde no se encuentra presencia de un modificador elastomérico. Lo anterior se debe a la pérdida de rigidez que la

inclusión del aditivo le aporta al ligante asfáltico. Por otro lado, cabe mencionar que si se evaluara cada ligante a su temperatura alta del Grado PG determinada, los 4 estarían dentro de la zona con alto porcentaje de deformación recuperable.

Finalmente, de acuerdo a los resultados anteriores, se clasifican los ligantes de acuerdo al parámetro de conformidad, J_{nr} . En la Tabla 4.19 se puede observar cómo resulta la clasificación de acuerdo a este ensayo, donde originalmente los ligantes A0.0 y A0.3 son grado PG 76 y los ligantes A0.5 y A0.7 son grado PG 70; posteriormente se realiza una comparativa a ambas temperaturas en todos los ligantes para observar la diferencia en el Grado PG por MSCR de acuerdo a la Tabla 3.5.

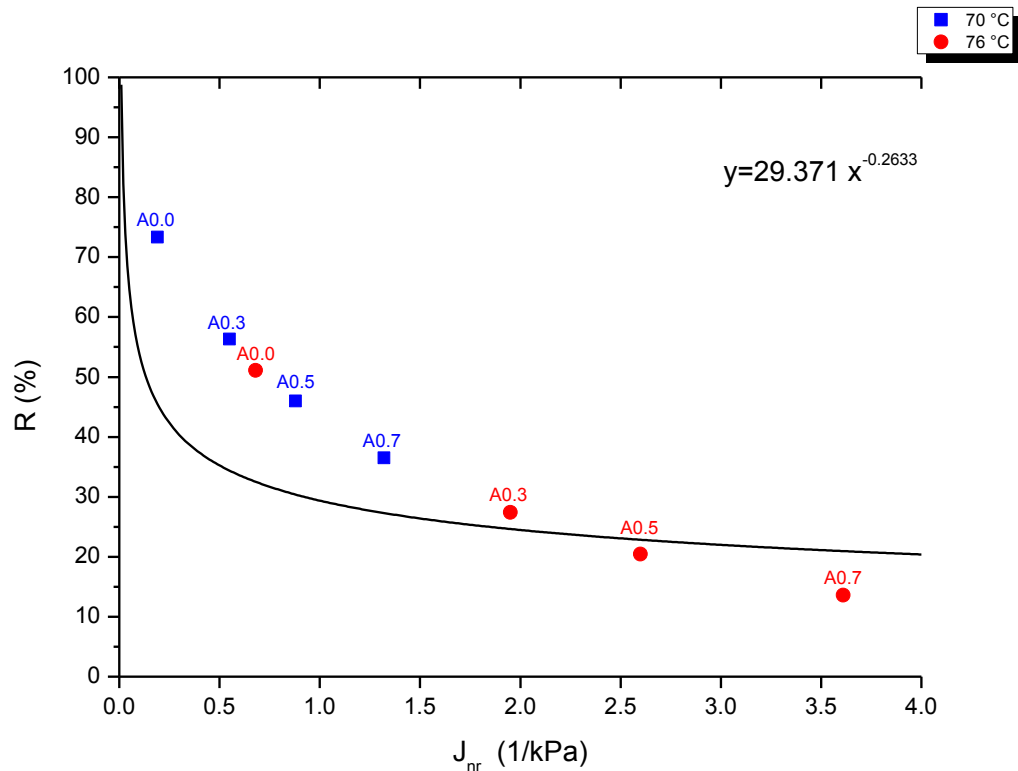


Figura 4.22 - Respuesta elástica a 70 y 76 °C

Tabla 4.19 - Clasificación por MSCR

Muestra	Original		70 °C		76 °C	
	PG	MSCR	PG	MSCR	PG	MSCR
A0.0	76	V	70	E	76	V
A0.3	76	H	70	V	76	H
A0.5	70	V	70	V	76	S
A0.7	70	H	70	H	76	S

A una temperatura de 70 °C se observa cómo el grado disminuye desde "E" hasta "H" conforme la concentración de aditivo aumenta; esto se debe a la disminución en la resistencia de los ligantes. El mismo escenario se observa a una temperatura de 76 °C donde los asfaltos presentan una menor resistencia por estar a una temperatura más alta, variando el grado desde "V" hasta "S" en el caso de los ligantes con mayor cantidad de aditivo.

Resumen

Concluyendo este apartado, el aditivo juega un papel muy importante en el desempeño a la deformación permanente en el ligante, ya que incrementa su magnitud a medida que la concentración de aditivo también se incrementa; esto se puede atribuir a que el ligante se vuelve un material más fluido con el aditivo. El ligante base (A0.0) presentó un mejor comportamiento ante la deformación permanente, basado en los parámetros J_{nr} y R_{diff} . Por otro lado, la única ventaja del aditivo fue determinar que a mayor concentración, el cambio de temperatura influye en menor magnitud sobre las deformaciones.

4.3 Etapa 3: Agrietamiento por fatiga

La evaluación para este modo de falla se realizó por medio de un ensayo a deformación controlada llamado Ensayo de Carga Cíclica Repetida (RCL) y por otro método llamado Barrido de Amplitud Lineal (LAST). Para ambos métodos, los ligantes se evaluaron a 28 °C, ya que es la temperatura intermedia de un PG 70-

22 (A0.5 y A0.7) y se eligió como punto de partida para comparar el comportamiento de los mismos. Por otro lado, se evaluaron también a 20 °C, ya que es la temperatura de prueba a comparar con el desempeño de las mezclas asfálticas. El análisis se llevó a cabo con residuo de RTFO, debido a que es el ligante comparable con el comportamiento a fatiga de la mezcla asfáltica, considerando especímenes fabricados en laboratorio.

Carga Cíclica Repetida (RCL)

En la Figura 4.23 se observan los resultados del ensayo a la temperatura intermedia del pavimento determinada por medio del Grado PG. Los parámetros utilizados se mencionan en la Tabla 4.20, los cuales son los establecidos por el método de prueba.

Tabla 4.20 - Parámetros de entrada de ensayo RCL

Origen de la muestra	RTFO
Temperatura de ensayo	28 °C
Frecuencia (Hz)	1.596 Hz
Deformación controlada	10%
Duración del ensayo	60 min

De los resultados obtenidos se observa la influencia del aditivo en la resistencia del ligante a la fatiga, donde los ligantes A0.0 y A0.3 se encuentran muy próximos el uno del otro, mientras que los ligantes A0.5 y A0.7 muestran un decremento mayor en el G^* y por lo tanto una menor vida útil a fatiga si los ligantes fueran sujetos a un mismo nivel de carga en un pavimento.

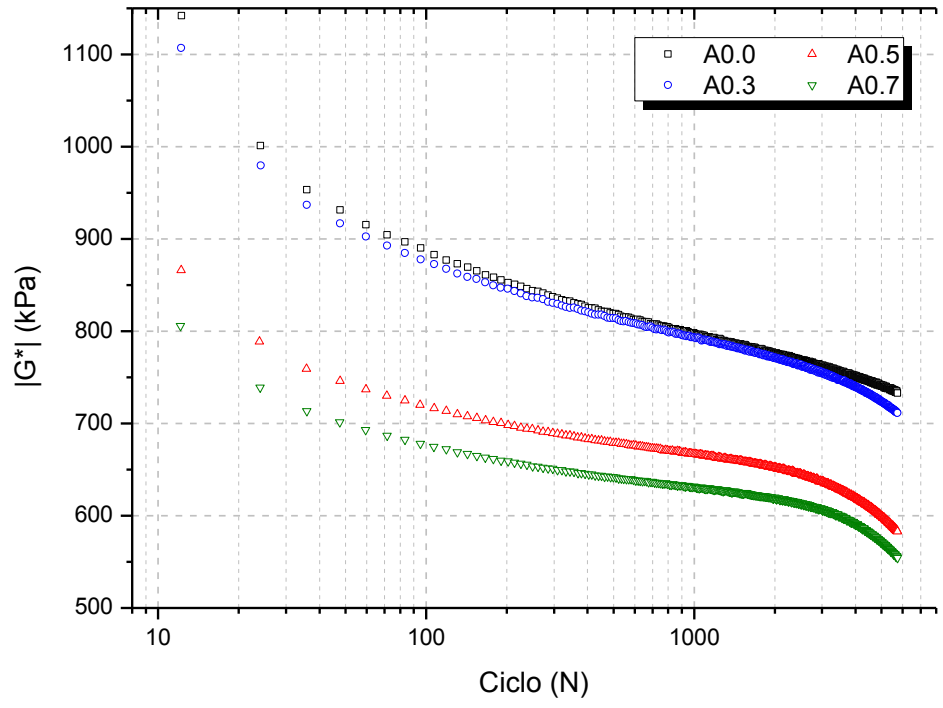


Figura 4.23 - G^* en RCL

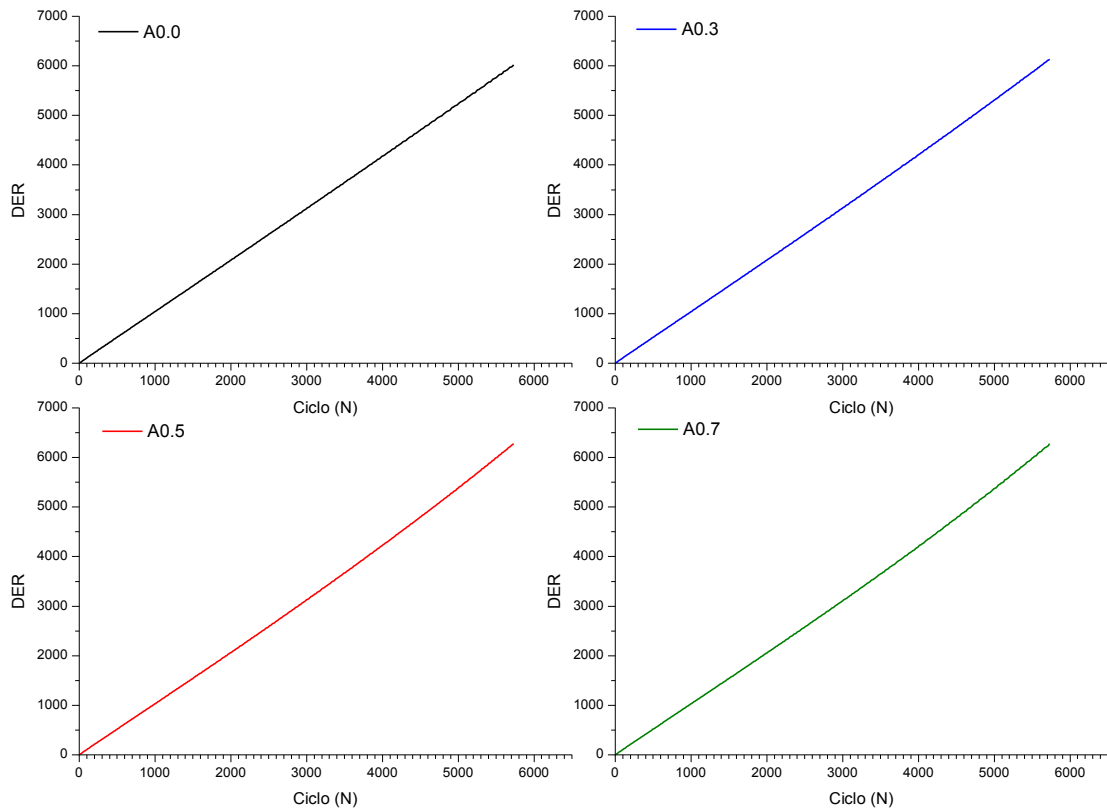


Figura 4.24 - Ciclo de falla para RCL

El ciclo de falla, N_p , se obtiene encontrando la intersección entre la línea de igualdad y la mayor tangente a la curva, en el gráfico N vs. DER, como se indicó en la metodología. Es importante notar que, en este caso (Figura 4.24), no se observa un cambio significativo en la curva DER de los ligantes; prácticamente se observan líneas rectas, lo que lleva a deducir que el tiempo establecido por el método no es suficiente para lograr observar un cambio en la respuesta del material y determinar un ciclo de vida útil certero.

Posteriormente, se efectuó una modificación al método para obtener resultados comparables con la mezcla asfáltica; se adoptaron parámetros similares a los observados en el documento de Bahia et al. (2011, p.63). Los parámetros del ensayo son los presentados en la Tabla 4.21, donde la temperatura y frecuencia se igualaron al ensayo de fatiga en una mezcla asfáltica y el tiempo de aplicación de la carga se extendió hasta lograr observar un cambio en el G^* de los materiales.

Tabla 4.21 - Parámetros de entrada del ensayo RCL modificado

Origen de la muestra	RTFO
Temperatura de ensayo	20 °C
Frecuencia (Hz)	10 Hz
Deformación controlada	5%
Duración del ensayo	240 min

Los resultados del RCL modificado obtenidos de acuerdo a esta metodología se observan en la Figura 4.25, donde los módulos comenzaron a caer en un rango del ciclo 40,000 hasta el 150,000, dependiendo el tipo de ligante. En primer plano se observa cómo los ligantes A0.5 y A0.3 presentan inicialmente un módulo mayor a comparación de los demás asfaltos, sin embargo, al transcurrir los ciclos de carga se observa como el G^* cambia drásticamente (cae) ciclos antes que el A0.3 y el A0.0. De acuerdo a la misma figura, se podría decir que el A0.3 tiene un mejor desempeño a la fatiga en lo que respecta a niveles de carga hasta el ciclo 100,000; aunque por otro lado, el A0.0 no presenta un cambio drástico en

el módulo durante los 160,000 ciclos a los que fue sujeto, apenas comenzando a distinguirse un pequeño decremento en el mismo.

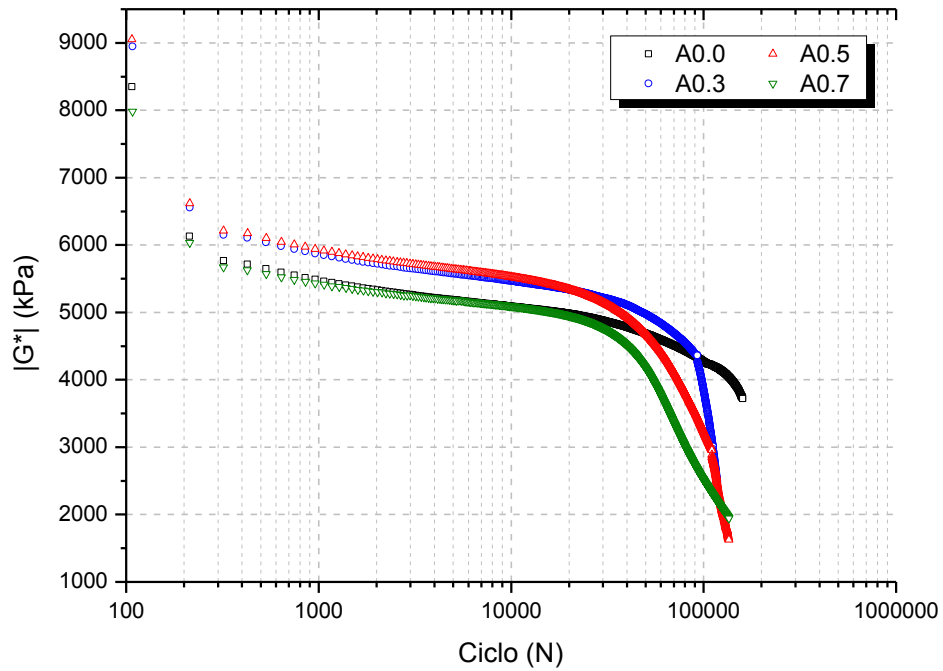


Figura 4.25 - Resultados de RCL modificado

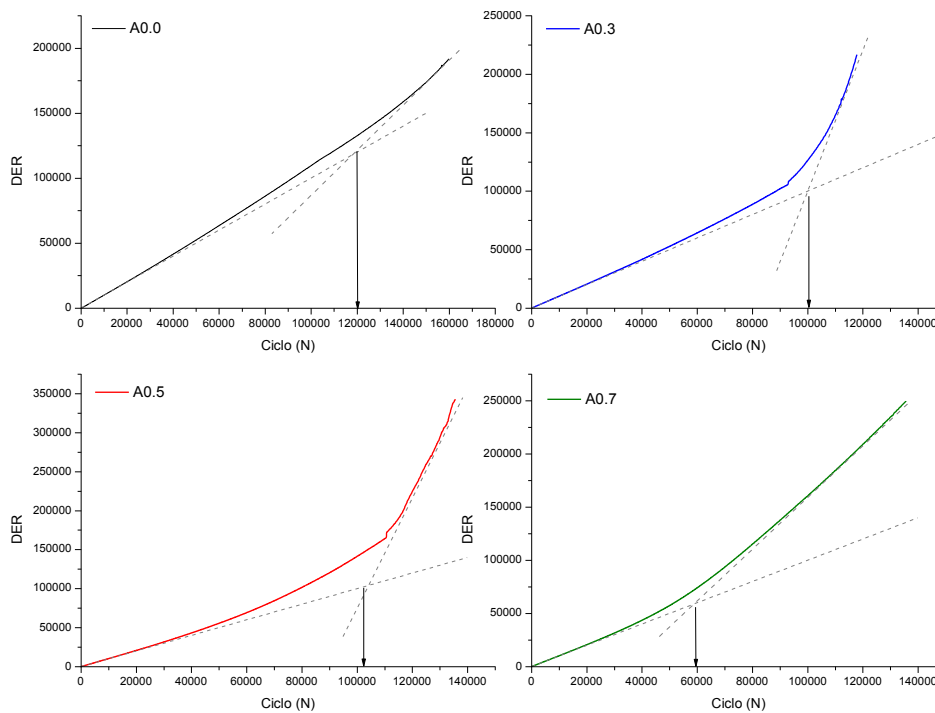


Figura 4.26 - Ciclo de falla para RCL modificado

De acuerdo al criterio de energía disipada (DER), se obtuvieron los ciclos de falla para cada uno de los ligantes. En la Figura 4.26 se observa la línea de igualdad cruzarse con la mayor asíntota a la curva para obtener el ciclo N_p . Los resultados se indican en la Tabla 4.22, donde el ligante con mayor resistencia a la fatiga resulta ser el A0.0. En la misma tabla, se indica la vida útil a la falla por medio del criterio clásico, donde de igual manera, el ligante base es el que presenta un mayor número de ciclos de vida útil respecto a los demás.

Tabla 4.22 - Comparativa de ciclos de falla, RCL modificado

Muestra	G* inicial (kPa)	δ inicial (°)	Ciclo de Falla, N_1 (Clásico)	Ciclo de Falla, N_2 (Hoffman)
A0.0	8,348	42.11	118,700	120,000
A0.3	8,948	42.98	84,846	100,000
A0.5	9,050	43.34	55,775	110,000
A0.7	7,984	44.61	54,710	60,000

De acuerdo a los resultados observados por medio de este procedimiento, se puede concluir que el ligante base (A0.0) es el que presenta un mejor comportamiento a la falla por fatiga. Los datos resultantes del método original no definen claramente el comportamiento a fatiga debido a que el tiempo de ensayo es insuficiente para observar un cambio en la curva de energía disipada y determinar el verdadero ciclo de falla para cada ligante.

Una vez evaluado en los ligantes el método RCL se determinó que es un procedimiento ineficiente para determinar la resistencia a la fatiga de un asfalto. El motivo recae en el tiempo requerido de aplicación de la carga para lograr observar un cambio drástico en el módulo de corte. Los ensayos a 20 °C se realizaron desde los 50 min establecidos por el método hasta 4 h para lograr determinar un ciclo de falla. De acuerdo a los autores Hintz, Velasquez, Johnson, & Bahia (2011), el método RCL resulta ser muy demandante en tiempos de ejecución, así como difícil de lograr la repetibilidad del ensayo. Por lo anterior, se decidió evaluar el método LAST, que es el último propuesto por los mismos autores, con la

intención de determinar la vida útil a fatiga de los ligantes y observar diferencias entre un método y otro.

Barrido de Amplitud Lineal (LAST)

El procedimiento se llevó a cabo de acuerdo a lo descrito en el capítulo anterior; a continuación se presenta un cálculo de este del ligante A0.0. En la etapa 1 del método, se realizó un barrido de frecuencias como el que se observa en la Figura 4.27, en el cual se observa el decremento del módulo conforme la frecuencia aumenta. Esto es un comportamiento común, ya que un material al ser sometido a una frecuencia (velocidad) mayor, sufre en menor magnitud el daño de la carga que se le está ejerciendo. Por medio del módulo de corte se obtuvo el módulo de almacenamiento, $G'(\omega)$, y posteriormente se graficó para obtener el parámetro α (Figura 4.28).

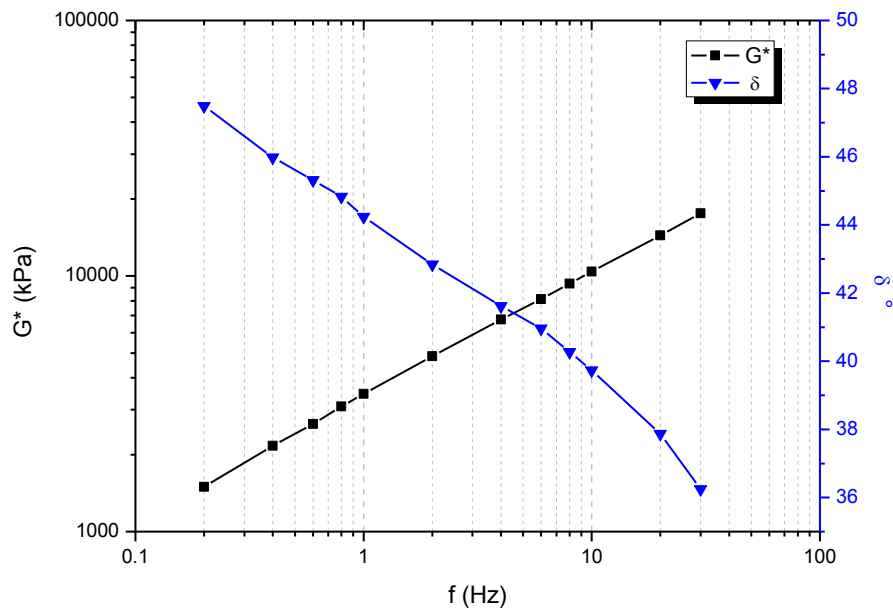


Figura 4.27 - Resultado: barrido de frecuencias.

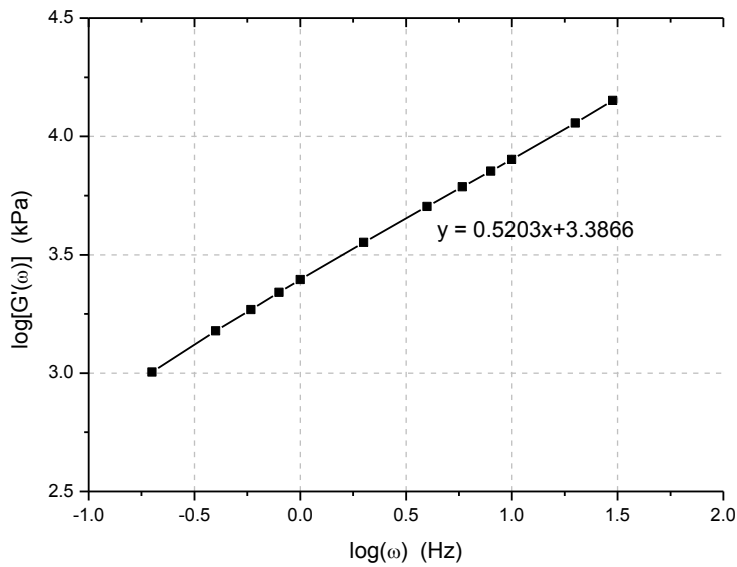


Figura 4.28 - $\log(\omega)$ vs. $\log[G'(\omega)]$

La etapa 2 corresponde al barrido de deformaciones a una frecuencia definida, el cual se observa como en la Figura 4.29, donde se aplica una deformación controlada desde 0.1 hasta 30%, y se registra el esfuerzo requerido para lograrla. A partir de ello y los módulos G^* registrados, se analizan los datos por medio del VECD.

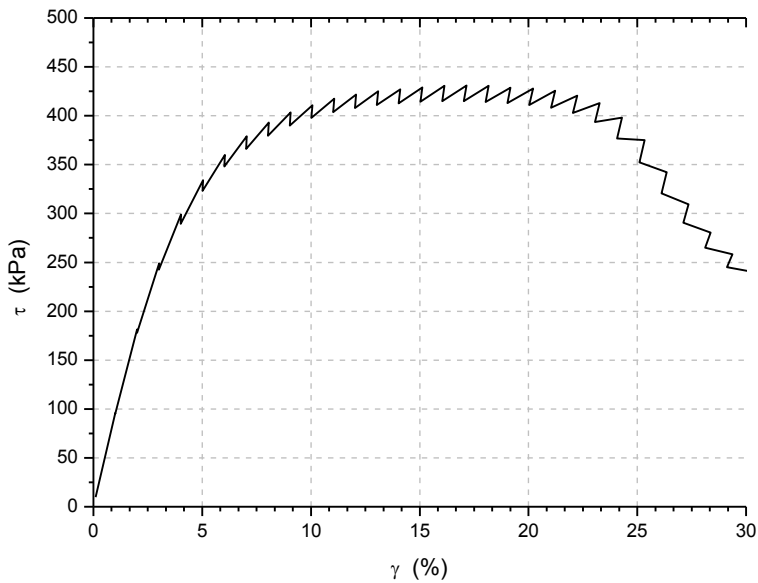


Figura 4.29 - Resultado: barrido de deformaciones

Partiendo de los datos iniciales mostrados en la Tabla 4.23, se realizan los cálculos para obtener el daño acumulado en cada ciclo (Tabla 4.24) y posteriormente, calcular los coeficientes del ajuste de curva de daño (Tabla 4.25).

Tabla 4.23 - Datos para cálculo de método LAST

$\alpha =$	1.9218
$G_{inicial}^* =$	10.45 MPa
$C_0 =$	1.00
$\tau_{max} =$	430.8 MPa
$f =$	10 Hz

Tabla 4.24 - Ejemplo de cálculo del daño acumulado y ajuste de curva para $30 < t < 80$

t	γ_0	τ	$ G^* $	$C(t)$	$D(t)$	$\log(C_0 - C(t))$	$\log(D(t))$
s	%	Mpa	MPa				
31.4	2.0	178.1	9.5	0.910	2.298	—	—
37.5	3.0	249.1	8.8	0.847	5.048	—	—
42.1	3.0	242.6	8.7	0.828	6.147	—	—
48.2	4.0	298.9	8.0	0.764	10.205	-0.626	1.009
52.6	4.0	289.4	7.8	0.744	11.890	-0.591	1.075
58.8	5.0	334.2	7.2	0.686	16.979	-0.503	1.230
63.3	5.0	323.2	7.0	0.667	19.135	-0.478	1.282
69.4	6.0	359.8	6.5	0.618	24.921	-0.418	1.397
73.8	6.0	348.0	6.3	0.601	27.481	-0.399	1.439

Tabla 4.25 - Coeficientes para ley de fatiga

$C_1 =$	0.131
$C_2 =$	0.336
$C_{a\tau max} =$	0.271
$D_f =$	164.015
$k =$	2.275
$B =$	3.844
$A =$	21,492,310

Finalmente, se obtiene el parámetro de fatiga, N_f , para ajustar al modelo de desempeño a fatiga en ligantes y se normaliza para 1 millón de ESALs. A partir de

ello, se construye la ley de fatiga (Figura 4.30) con la cual se determina la vida útil de un pavimento a la fatiga suponiendo distintos niveles de tránsito en función de la deformación máxima esperada.

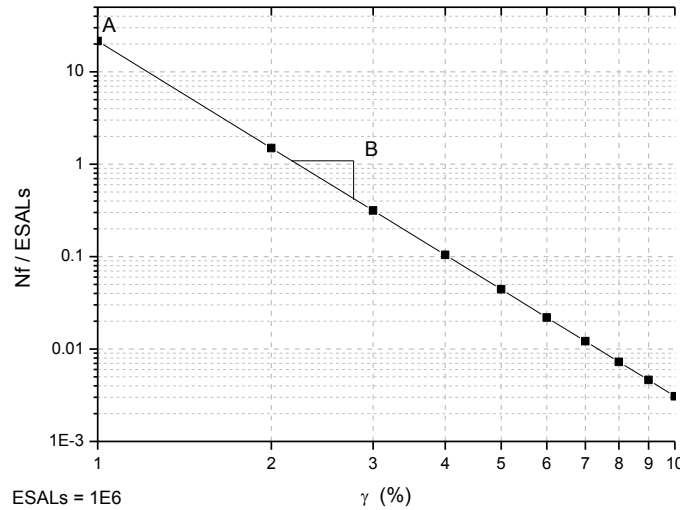


Figura 4.30 - Curva para ley de fatiga

Los resultados arrojados por el barrido de deformaciones (amplitud), para todos los ligantes —envejecidos en RTFO— a dos temperaturas de ensayo, se muestran en la Figura 4.31. Los datos se analizan en dos secciones: influencia del aditivo e influencia de la temperatura.

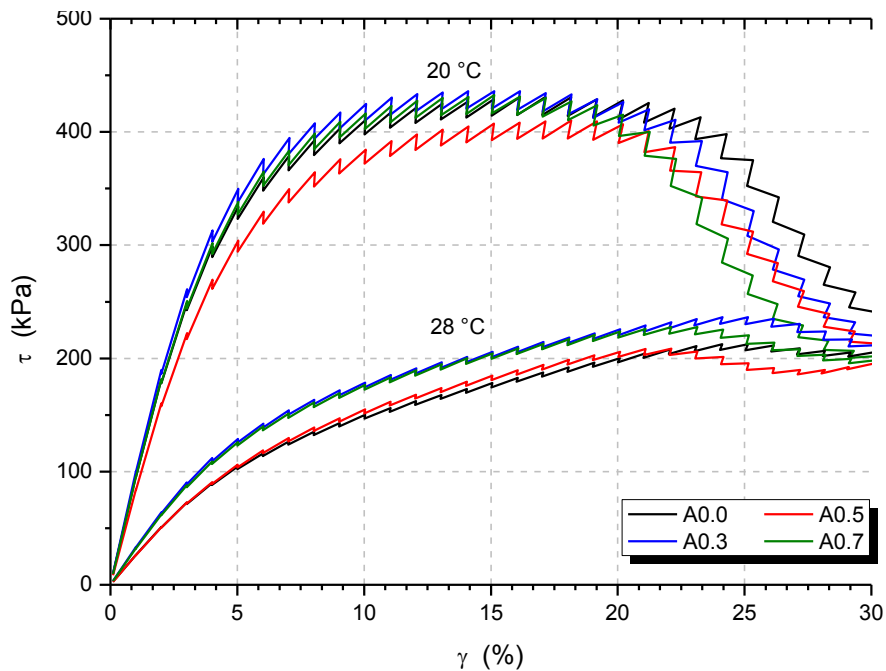


Figura 4.31 - Resultados LAST en residuo de RTFO

Influencia del aditivo

De acuerdo a la Figura 4.31, a una temperatura de 20 °C se visualiza una ligera mejoría en el esfuerzo cortante del A0.3, respecto a los demás ligantes, en el rango que comprende deformaciones desde 0.1 hasta 20%. Posteriormente, se observó un decremento en la pendiente de la curva del mismo ligante, siendo el A0.0 el cual presentó un mejor desempeño en rangos del 20 - 30% de deformación. Dichas variaciones son pequeñas y se pueden deber a la dispersión del ensayo, por lo que los datos se analizaron de acuerdo a la ley de fatiga. Para la misma temperatura, el A0.0 indica tener un mejor comportamiento a la fatiga (Figura 4.32), con variaciones respecto a los demás ligantes como se muestra en la Tabla 4.26.

Tabla 4.26 - Variación de N_f a 20 °C

γ max (%)	Parcial			Acumulada	
	A0.0 - A0.3	A0.3 - A0.5	A0.5 - A0.7	A0.0 - A0.5	A0.0 - A0.7
1.0	-47%	-30%	-15%	-63%	-68%
5.0	-35%	17%	-31%	-24%	-48%
10.0	-29%	46%	-37%	3%	-35%

Un aspecto interesante es notar el incremento (variación positiva) del ligante A0.5 respecto al ligante A0.3 en deformaciones mayores al 5%. De igual manera, se observa un incremento en la vida a fatiga respecto al A0.0, aunque de menor magnitud (3%) a una deformación del 10%. Lo anterior se debe al valor de la pendiente, B , de la curva de fatiga para el A0.5; lo que indica que —aunque no fue el ligante con mejor comportamiento— con dicha concentración se obtiene un ligante con menor susceptibilidad al agrietamiento por fatiga cuando es sujeto a altos niveles de deformación.

Por otro lado, a una temperatura intermedia del pavimento (28 °C), se observó en la Figura 4.31 nuevamente al ligante A0.3 demostrar un mejor desempeño respecto a los demás, en el rango total de deformaciones del ensayo.

Aunado a lo anterior, en la ley de fatiga (Figura 4.33) se determina el mismo comportamiento; siendo el A0.3 el ligante con mayor resistencia a la fatiga de los 4 evaluados. La variación del ciclo de falla para distintas deformaciones, se indican en la Tabla 4.27. En este caso, el A0.5 también demuestra tener una pendiente, B , menor a las demás curvas de fatiga.

Tabla 4.27 - Variación de N_f a 28 °C

γ max (%)	Parcial			Acumulada	
	A0.0 - A0.3	A0.3 - A0.5	A0.5 - A0.7	A0.0 - A0.5	A0.0 - A0.7
1.0	9%	-54%	24%	-50%	-35%
5.0	7%	-36%	5%	-31%	-26%
10.0	7%	-26%	-2%	-21%	-21%

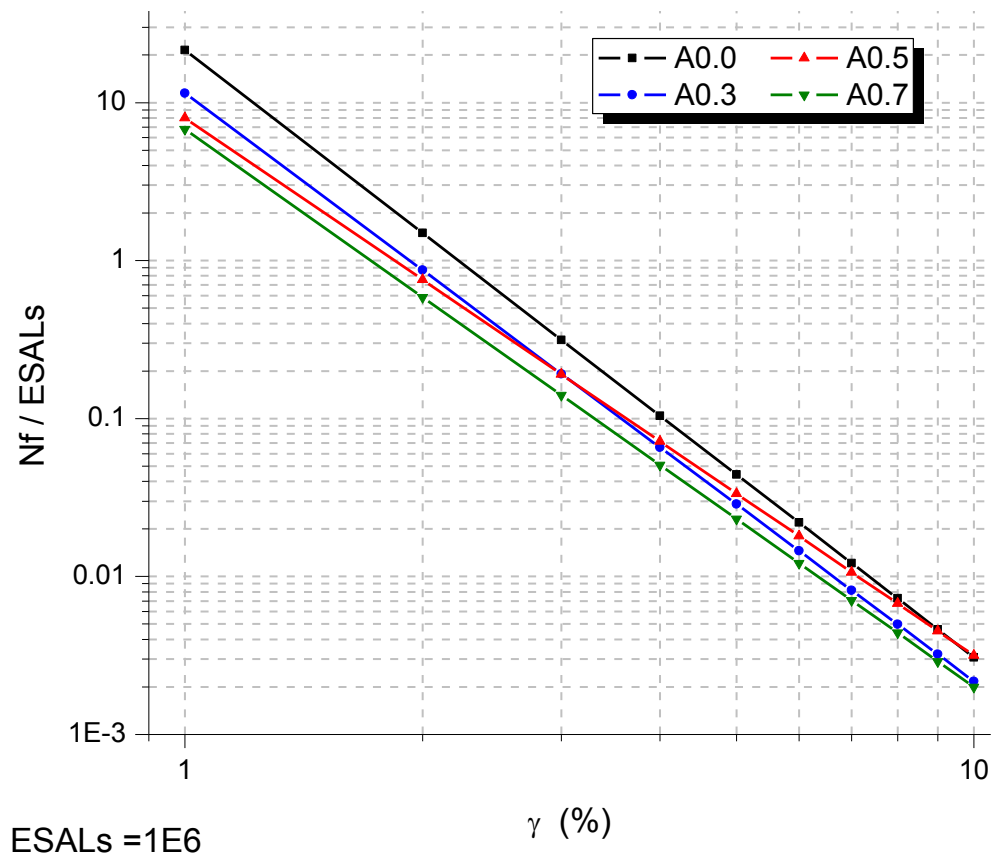


Figura 4.32 - Ley de fatiga para 20 °C

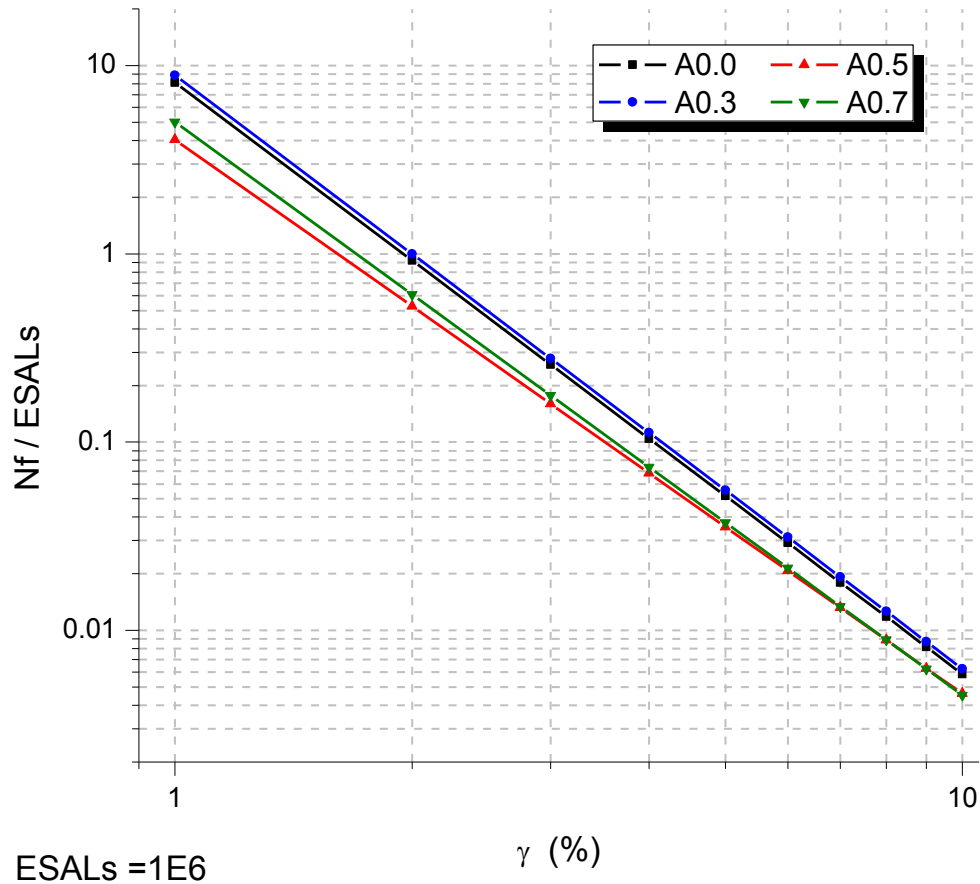


Figura 4.33 - Ley de fatiga para 28 °C

Influencia de la temperatura

Se observa un cambio significativo en el esfuerzo requerido para alcanzar las deformaciones estipuladas en el procedimiento con el cambio de temperatura. A menor temperatura los ligantes presentan un mejor comportamiento ya que son más rígidos por lo que para presentar una deformación del 15%, por ejemplo, se les requiere aplicar un esfuerzo del orden de 400 kPa; por el contrario a una mayor temperatura, estos requerirían un esfuerzo del orden de 200 kPa para presentar la misma deformación. En la Tabla 4.28 se muestran los porcentajes de variación en los esfuerzos para dos temperaturas y distintas deformaciones; se observa un decremento de los esfuerzos para una mayor temperatura. Por otro lado, a mayor porcentaje de deformación los esfuerzos tienden a equilibrarse, lo que indica que a una deformación del 30% o mayor, el material fallará con el mismo nivel de

esfuerzo sin importar la temperatura a la que esté sometido. En un pavimento se traduciría a un vehículo exageradamente pesado que ejerciera deformaciones tan grandes, que no importaría la temperatura ambiental (rigidez del material), simplemente fallaría de igual manera.

Tabla 4.28 - Variación de esfuerzos en residuo de RTFO

Muestra	γ (%)	τ (kPa) - 20°C	τ (kPa) - 28°C	Variación
A0.0	0.1	10	3	-73%
	15	414	174	-58%
	30	230	203	-12%
A0.3	0.1	10	3	-67%
	15	421	201	-52%
	30	212	207	-2%
A0.5	0.1	9	3	-69%
	15	393	181	-54%
	30	207	194	-7%
A0.7	0.1	10	3	-66%
	15	416	200	-52%
	30	198	196	-1%

Punto de fusión

Para tratar de explicar el cambio en el ligante con mayor resistencia a 20 y 28 °C de acuerdo al LAST, se decidió verificar el punto de fusión (PF) de los ligantes en el residuo de RTFO, que fue el ligante evaluado por fatiga. De acuerdo a la Figura 4.34, se observa cómo varía el punto de fusión del asfalto con la inclusión del aditivo en un rango de temperaturas aproximado de 18 - 22 °C.

De acuerdo a las temperaturas de la Tabla 4.29, el cambio en el ligante con mejor comportamiento a fatiga de acuerdo al método LAST a 20 y 28 °C, se puede atribuir al punto de fusión. Lo anterior debido a que los ligantes en cuestión (A0.0 y A0.3) tienen un punto de fusión arriba de los 20 °C, lo que indica que el ensayo evaluado a 28 °C no mostró resultados certeros, ya que el ligante se encuentra en un estado líquido-viscoso, el cual no es apto para ser evaluado a fatiga; por el

contrario el ensayo llevado a cabo a 20 °C se encuentra ya en el rango sólido-rígido, por lo que es una temperatura adecuada para evaluar este modo de falla.

Se observa también que los ligantes A0.5 y A0.7 presentan un punto de fusión debajo de los 20 °C, por lo que lo ideal hubiera sido realizar la evaluación a una temperatura donde todos los ligantes se encuentren en estado sólido-rígido para obtener una comparativa real en comportamientos.

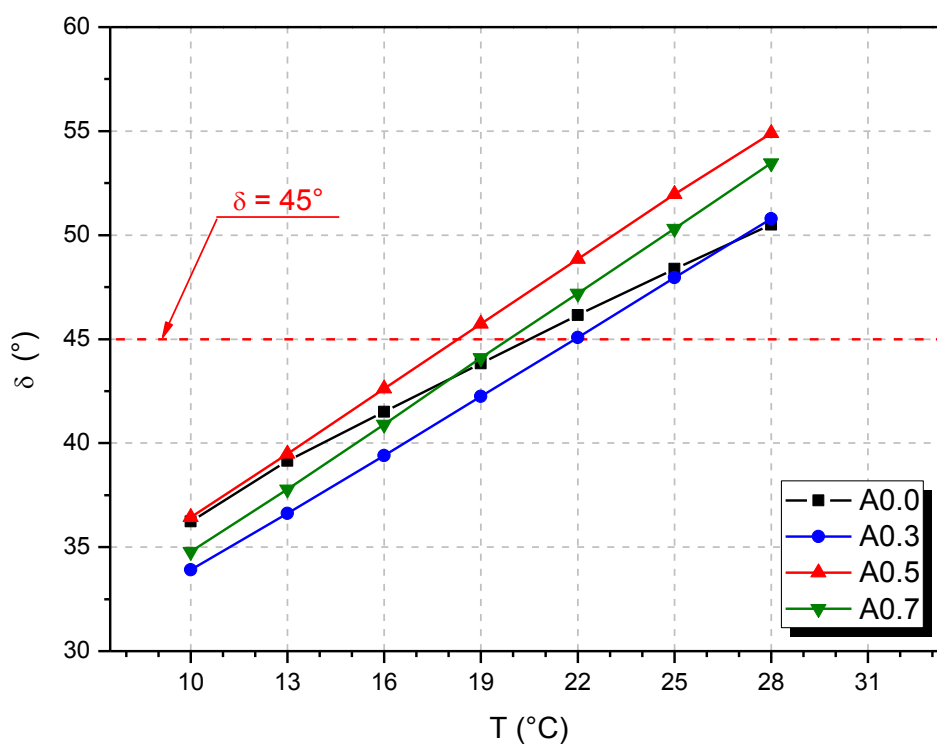


Figura 4.34 - Localización de PF en residuo de RTFO

Tabla 4.29 - Punto de fusión en residuo de RTFO

Ligante	Punto de Fusión
A0.0	20.5 °C
A0.3	21.8 °C
A0.5	18.3 °C
A0.7	19.9 °C

Resumen

De acuerdo a lo observado en este apartado sobre la resistencia a fatiga de los ligantes asfálticos, se determinó que el ligante A0.0 es el que presenta un mejor comportamiento a dicho modo de falla evaluado por el método LAST a una temperatura de 20 °C. Por otro lado, reflexionando sobre la aplicación del método RCL, el ligante A0.0 también fue el que mostró un mejor comportamiento de acuerdo a dicha metodología.

El punto de fusión resultó ser un factor determinante para definir la vida a fatiga de un asfalto, ya que éste deberá evaluarse a una temperatura donde el ángulo de fase sea igual o menor a 45 °; cuando presenta un comportamiento sólido-elástico.

5. CONCLUSIONES

El asfalto es el material aglutinante más utilizado en la industria de la construcción de pavimentos en México y gran parte del mundo. El estudio de su comportamiento mecánico resulta importante debido a que este influye directamente en el desempeño de la mezcla, proporcionándole a esta características viscoelásticas.

El presente estudio se enfocó en la influencia que ejerce un aditivo químico promotor de adherencia en las propiedades reológicas de un ligante asfáltico modificado con SBS por medio de la clasificación por Grado PG y tres ensayos desarrollados recientemente para determinar la susceptibilidad a la deformación permanente (MSCR) y la fatiga (RCL y LAST) de asfaltos con modificador incorporado.

De acuerdo a la clasificación por Grado PG, se determinó que el asfalto base y el asfalto con menor concentración de aditivo (A0.0 y A0.3, respectivamente) presentan un mejor comportamiento a temperaturas altas cuando el pavimento es susceptible a fallar por deformación permanente. Por el contrario, el asfalto con mayor concentración de aditivo (0.5% y 0.7%) presentará un mejor comportamiento cuando esté expuesto a temperaturas intermedias y bajas —cuando el pavimento es más propenso a presentar agrietamiento por fatiga o térmico—, debido a la pérdida de rigidez que experimenta con la inclusión del aditivo y de acuerdo a esta caracterización.

El ensayo de Creep Repetido (MSCR) demostró un comportamiento similar al observado en el Grado PG. El aditivo jugó un papel muy importante en el desempeño a la deformación permanente en el asfalto, ya que se incrementó la magnitud en la deformación a medida que la concentración de aditivo también se incrementaba. Lo anterior se puede atribuir a que el asfalto se volvió un material más fluido con el aditivo, lo que redujo la resistencia del mismo en su condición

inicial. Nuevamente, el ensayo MSCR y su clasificación indicó que el asfalto base —sin aditivo— presentará mejor comportamiento a la deformación permanente.

En lo que respecta a la evaluación del agrietamiento por fatiga, el ensayo RCL determinó que el asfalto sin aditivo puede resistir un mayor número de ciclos de carga antes de llegar al ciclo del inicio de la falla, a diferencia del mismo con aditivo. El decremento en los ciclos de carga a resistir fue gradual con el incremento en la concentración del aditivo. En este punto se determina la primer discrepancia entre resultados de la clasificación por Grado PG y el ensayo RCL desarrollado para ligantes asfálticos modificados. Por otro lado, este ensayo resultó ser muy demandante en tiempo de ejecución, ya que puede requerir hasta más de 4 horas dependiendo de los parámetros de entrada del mismo y la resistencia del asfalto, por lo que se optó por evaluar los ligantes con el ensayo LAST.

Otro método más reciente para evaluar la vida a la fatiga de los asfaltos es el ensayo LAST. De acuerdo a este, se observó nuevamente la influencia del aditivo en el asfalto, donde a 20 °C el asfalto sin aditivo mostró tener una mayor vida útil, mientras que a 28 °C el asfalto con 0.3% de aditivo mejoró la resistencia a fatiga. La diferencia en resultados con el cambio de temperatura se puede atribuir al punto de fusión del asfalto. Una gran ventaja de utilizar este procedimiento de evaluación, es que una sola corrida (30 min aproximadamente), evalúa el comportamiento del asfalto a distintos niveles de esfuerzo, por lo que en ésta se determina la ley de fatiga del cemento asfáltico.

En términos generales, el Grado PG del ligante sí se ve influenciado por el aditivo promotor de adherencia; donde utilizando concentraciones bajas (0.3%) no se registra cambio en el PG, mientras que utilizando concentraciones mayores (0.5% y 0.7%) se observa un decremento en la temperatura alta y un incremento en la temperatura baja. El ensayo MSCR resultó indicar un comportamiento similar al observado en el PG, donde el aditivo disminuye considerablemente la resistencia a la deformación permanente. Por otro lado, los ensayos RCL y LAST

también muestran un decremento en la resistencia del asfalto a la fatiga con la inclusión del aditivo.

De acuerdo a los resultados observados, y en términos del ligante asfáltico, la concentración óptima de aditivo sería del 0.0%, ya que con la inclusión de éste, la resistencia del asfalto comienza a disminuir. Cabe destacar que el aditivo de adherencia es un producto cuya finalidad se establece en la mezcla asfáltica, por lo que se deberá evaluar su eficacia en esta y así corroborar la aplicabilidad de los métodos de prueba en asfaltos para predecir el comportamiento de la mezcla.

En la presente investigación se determinó un decremento en la resistencia del asfalto, a pesar que el aditivo mejora la resistencia de la mezcla asfáltica, por lo que la importancia radica en establecer que debe evaluarse la influencia de los productos que se adicionen al asfalto para determinar el cambio en sus propiedades y que el proyectista lo tenga en cuenta para prevenir posibles fallas en el pavimento. A diferencia de lo establecido por Xiao & Amirkhanian (2010) y Morea et al. (2012), un aditivo químico de adherencia sí puede modificar las propiedades reológicas del asfalto en gran medida.

Finalmente, es importante mencionar que se deberá continuar con la investigación para validar los resultados obtenidos en la evaluación del ligante asfáltico. Esta validación deberá realizarse evaluando la mezcla asfáltica con el mismo asfalto y concentraciones de aditivo a deformación permanente y fatiga. También, se pueden realizar investigaciones similares para conocer el comportamiento de distintos asfaltos tanto modificados como convencionales utilizando las metodologías de evaluación desarrolladas hasta el momento (Grado PG, MSCR, RCL, LAST, u otros); así como realizar las validaciones con ensayos en mezclas asfálticas para los diferentes modos de falla, incluyendo en algunas ocasiones productos comerciales.

REFERENCIAS

- AASHTO MP19. (2010). *Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test*. Recuperado el 22 de Mayo de 2014, de The Tech Standard: <http://www.thetechstandard.com/AASHTO-MP-19-10>
- AASHTO TP101. (2014). *Estimating Damage Tolerance of Asphalt Binders Using the Linear Amplitude Sweep*. Recuperado el 12 de Agosto de 2014, de Modified Asphalt Research Center: <http://uwmarc.wisc.edu/files/linearamplitudesweep/AASHTO-TP101-LAS-May-2013-v2.pdf>
- AASHTO TP70. (2012). *Standard Method of Test for Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR)*. Recuperado el 15 de marzo de 2014, de Techstreet: <http://www.techstreet.com/products/1841694>
- Alarcón, J., Chávez, J., Chávez, C., & Cortés, L. (2007). Estudio de la afinidad de un agregado basáltico triturado utilizando asfaltos convencionales y aditivos promotores de adherencia. *Infraestructura Vial*(18), 39-43.
- AMAAC-PA-MA 01. (2013). *Diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño*. Recuperado el 4 de agosto de 2014, de Asociación Mexicana del Asfalto, A.C.: <http://www.amaac.org.mx/>
- Asphalt Institute. (1996). *Antecedentes del Diseño y Análisis de Mezclas Asfálticas de Superpave: Traducción del IPC*. Buenos Aires: IPC.
- Asphalt Institute. (1998). *Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de Superpave: Traducción del IPC*. Buenos Aires: IPC.
- Asphalt Institute. (2001). *Superpave Mix Design: SP 2* (3ra ed.). Lexington, KY, EUA: Asphalt Institute.
- Asphalt Institute Inc. y European Bitumen Association-Eurobitume. (2011). *The Bitumen Industry - A Global Perspective*. Recuperado el 9 de enero de 2014, de www.asphaltinstitute.org/public/IS230_2ndedition.pdf
- ASTM D2872. (2012). *Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test)*. Recuperado el 1 de febrero de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D2872.htm>
- ASTM D4402. (2013). *Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer*. Recuperado el 1 de julio de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D4402.htm>
- ASTM D6373. (2013). *Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder*. Recuperado el 01 de julio de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D6373.htm>
- ASTM D6521. (2013). *Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV)*. Recuperado el 13 de junio de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D6521.htm>

- ASTM D6648. (2008). *Standard Test Method for Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR)*. Recuperado el 20 de mayo de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D6648.htm>
- ASTM D70. (2009). *Standard Test Method for Density of Semi-Solid Bituminous Materials (Pycnometer Method)*. Recuperado el 12 de Marzo de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D70.htm>
- ASTM D7175. (2008). *Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer*. Recuperado el 1 de febrero de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D7175.htm>
- Bahia, H., Hanson, D., Zeng, M., Zhai, H., Khatri, M., & Anderson, R. (2001). *Characterization of modified asphalt binders in Superpave Mix Design*. Washington D.C., EUA: National Academy Press.
- Castro, O. W. (2013). *Diseño de mezcla asfáltica gruesa con aditivo para capa de rodadura en la carretera Portoviejo - Santa Ana*. Recuperado el 23 de Julio de 2014, de Universidad Técnica de Manabí: <http://repositorio.utm.edu.ec/handle/123456789/11482>
- Dubois, E., Mehta, Y., & Nolan, A. (2014). Correlation between multiple stress creep recovery (MSCR) results and polymer modification binder. *Construction and Building Materials*, 65, 184-190.
- Federal Highway Administration. (1998). *LTPP Seasonal Asphalt Concrete (AC) Pavement Temperature Models*. Recuperado el 22 de septiembre de 2014, de Pavement Library: http://www.fhwa.dot.gov/pavement/pub_listing.cfm?areas=Asphalt
- Garnica, P., Delgado, H., & Sandoval, C. D. (2005). *PT 272: Análisis de varianza del efecto de algunos factores que influyen en la deformación permanente de mezclas asfálticas*. Recuperado el 21 de Julio de 2014, de Instituto Mexicano del Transporte: <http://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt272.pdf>
- Gore, R. (2005). Effect of Antistripping Additives on PG Grades of Asphalt. *Asphalt Magazine*, 38-40.
- Gutiérrez, Á. (2003a). Metodología para la evaluación de la eficiencia de aditivos promotores de adhesión. *Tercer Congreso Mexicano del Asfalto* (págs. 22-40). México, D.F.: AMAAC.
- Gutiérrez, Á. (2013b). Reducción de la fisuración por fatiga de la mezcla asfáltica por medio del control del punto de fusión del asfalto. *XVII Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto*. Guatemala.
- Hintz, C., Velasquez, R., Johnson, C., & Bahia, H. (2011). *Modification and validation of the linear amplitude sweep test for binder fatigue specification*. Recuperado el 10 de Septiembre de 2014, de Transportation Research Board: <http://trid.trb.org/view.aspx?id=1093030>
- Johnson, C., & Bahia, H. (2010). Evaluation of an Accelerated Procedure for Fatigue Characterization of Asphalt Binders. *Road Materials and Pavement Design*.

- Kennedy, T. W., Huber, G. A., Harrigan, E. T., Cominsky, R. J., Hughes, C. S., Von Quintus, H., & Moulthrop, J. S. (1994). *Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave): The Product of the SHRP Asphalt Research Program*. Washington, DC, EUA: Strategic Highway Research Program.
- Lavin, P. (2003). *Asphalt Pavements* (1ra ed.). Nueva York, NY, EUA: Spon Press.
- McGraw-Hill. (2014). *Punto de fusión*. Recuperado el 23 de 12 de 2014, de Definiciones: http://www.mcgraw-hill.es/bcv/tabla_periodica/defi/definicion_punto_fusion.html
- Miller, J., & Bellinger, W. (2003). *Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Program*. Recuperado el 30 de Septiembre de 2014, de FHWA-RD-03-031: Distress Identification Manual for the LTPP: <http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/ltpplreports/03031/03031.pdf>
- Morea, F., Marcozzi, R., & Castaño, G. (2012). Rheological properties of asphalt binders with chemical tensoactive additives used in Warm Mix Asphalts (WMAs). *Construction and Building Materials*, 29, 135-141.
- Navas, J. S. (2006). *Introducción a la Reología de los alimentos* (Vol. 6). Cali, Colombia: Recitela.
- Oliveira, J. R., Silva, H. M., Abreu, L. P., & Gonzalez-Leon, J. A. (2012). The role of a surfactant based additive on the production of recycled warm mix asphalts – Less is more. *Construction and Building Materials*, 35, 693-700.
- Pape, P. G. (2011). Adhesion Promoters. En S. Ebnesajjad, *Handbook of Adhesives and Surface Preparation* (págs. 369-386). Chadds Ford, PA, EUA: Plastics Design Library.
- Rebollo, O., Botasso, G., Soengas, C., & Cuattrocchio, A. (2008). Nueva metodología para la valoración de la adherencia árido – ligante. 1º Congreso Argentino de áridos (págs. 409-416). Buenos Aires: ARIDOS 2008.
- Richard Kim, Y. (2009). *Modeling of Asphalt Concrete*. EUA: Mc Graw Hill.
- Salazar, A. (2014). Evaluación del desempeño de una mezcla asfáltica en caliente, nivel III con aditivos mejoradores de adherencia y asfalto modificado tipo SBS. *Asfáltica: Revista Técnica*, 5-14.
- Salazar, A., Delgado, H., Garnica, P., & Terán, R. (2013). Evaluación del desempeño de una mezcla asfáltica densa con aditivos mejoradores de adherencia y asfalto modificado tipo SBS, mediante Protocolo AMAAC, niveles I-II. *Asfáltica: Revista Técnica*(35), 33-42.
- SCT N-CMT-4-04/08. (2008). *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*. Recuperado el 9 de mayo de 2014, de Normativa para la Infraestructura del Transporte: <http://normas.imt.mx/>
- SCT N-CMT-4-05-001. (2006). *Calidad de Materiales Asfálticos*. Recuperado el 18 de febrero de 2014, de Normativa para la Infraestructura del Transporte: <http://normas.imt.mx/>
- SCT N-CMT-4-05-002. (2006). *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados*. Recuperado el 18 de febrero de 2014, de Normativa para la Infraestructura del Transporte: <http://normas.imt.mx/>

- SCT N-CMT-4-05-004. (2008). *Calidad de Materiales Asfálticos Grado PG*. Recuperado el 18 de febrero de 2014, de Normativa para la Infraestructura del Transporte: <http://normas.imt.mx/>
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2014). *Dirección General de Servicios Técnicos*. Recuperado el 24 de junio de 2014, de Datos Viales: <http://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/datos-viales/>
- Virginia Asphalt Association. (2010). *Intersections and Climbing Lanes*. Recuperado el 3 de Noviembre de 2014, de <http://www.vaasphalt.org/intersections/>
- Xiao, F., & Amirhanian, S. N. (2010). Effects of liquid antistrip additives on rheology and moisture susceptibility of water bearing warm mixtures. *Construction and Building Materials*, 24, 1649-1655.
- Zoorob, S., Castro-Gomes, J., Pereira, L., & O'Connell, J. (2012). Investigating the multiple stress creep recovery bitumen characterization test. *Construction and Building Materials*, 30, 734-745.

APÉNDICE

Glosario

1. AASHTO: Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, por sus siglas en inglés de *American Association of State Highway and Transportation Officials*.
2. AC: Clasificación de asfaltos por Grado Viscosidad, ej: AC-5, AC-20.
3. AI: Instituto del Asfalto, por sus siglas en inglés de *Asphalt Institute*.
4. APA: Analizador de Pavimentos Asfálticos.
5. ASTM: Sociedad Americana de Ensayos y Materiales, por sus siglas en inglés de *American Society for Testing and Materials*.
6. BBR: Reómetro de Viga a Flexión, por sus siglas en inglés de *Bending Beam Rheometer*.
7. *creep*: en español, fluencia. Se define como la deformación a largo plazo (lenta) de un material, medida bajo un esfuerzo constante (Xiao & Amirkhanian, 2010).
8. DER: Proporción de Energía Disipada, por sus siglas en inglés de *Dissipated Energy Ratio*.
9. DSR: Reómetro de Corte Dinámico, por sus siglas en inglés de *Direct Shear Rheometer*.
10. ESAL: Eje equivalente simple, por sus siglas en inglés de *Equivalent Single Axle Load*.
11. HMA: Mezcla asfáltica en caliente, por sus siglas en inglés de *Hot Mix Asphalt*.
12. LAST: Ensayo de Barrido de Amplitud Lineal, por sus siglas en inglés de *Linear Amplitude Sweep Test*.
13. MSCR: Recuperación Elástica de Creep Repetido, por sus siglas en inglés de *Multiple Stress Creep Recovery*.

14. NCHRP: Programa de Investigación de la Cooperativa Nacional de Carreteras, por sus siglas en inglés de *National Cooperative Highway Research Program*.
15. *nonrecoverable creep compliance* (J_{nr}): en español, parámetro de conformidad creep no recuperable. Se refiere a la deformación residual en un espécimen después de un ciclo de carga y recuperación dividido por el esfuerzo aplicado, kPa^{-1} (AASHTO TP70, 2012).
16. PEMEX: Petróleos Mexicanos.
17. PG: Grado de Desempeño, por sus siglas en inglés de *Performance Graded*.
18. Reología: Ciencia que estudia la deformación y flujo de la materia (Navas, 2006).
19. RCL: Carga Cíclica Repetida, por sus siglas en inglés de *Repeated Cyclic Loading*.
20. RTFO: Horno Rotatorio de Película Delgada, por sus siglas en inglés de *Rotational Thin Film Oven*.
21. SBR: Caucho estireno-butadieno.
22. SBS: Caucho estireno-butadieno-estireno.
23. SCT: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
24. SHRP: Programa de Investigación Estratégica de Carreteras, por sus siglas en inglés de *Strategic Highway Research Program*.
25. Superpave: Pavimentos Asfálticos de Desempeño Superior, por sus siglas en inglés de *Superior Performing Asphalt Pavements*.
26. TSR: Ensayo de tensión indirecta, por sus siglas en inglés de *Tensile Strength Ratio*.
27. VECD: Daño Continuo Viscoelástico, por sus siglas en inglés de *Viscoelastic Continuum Damage*.
28. VR: Viscosímetro Rotacional.

Repetibilidad de resultados

Tabla A.1 - Resultados de viscosímetro rotacional (VR)

VISCOSIDAD												
No. Ensayo	A0.0			A0.3			A0.5			A0.7		
	Pa-s	% Variación		Pa-s	% Variación		Pa-s	% Variación		Pa-s	% Variación	
1	1.10	0.64%	OK	1.05	-0.95%	OK	0.976	-1.84%	OK	0.962	1.04%	OK
2	1.107			1.04			0.958			0.972		

Tabla A.2 - Resultados de reómetro de corte dinámico (DSR)

DSR																				
No. Ensayo	A0.0					A0.3					A0.5					A0.7				
	°C	kPa		% Variación		°C	kPa		% Variación		°C	kPa		% Variación		°C	kPa		% Variación	
Original-1	76	G*/sinδ	1.677	-4.29%	OK	76	G*/sinδ	1.250	-1.44%	OK	76	G*/sinδ	1.094	1.83%	OK	76	G*/sinδ	1.058	1.51%	OK
Original-2	76	G*/sinδ	1.605			76	G*/sinδ	1.232			76	G*/sinδ	1.114			76	G*/sinδ	1.074		
RTFO-1	82	G*/sinδ	2.495	-2.97%	OK	76	G*/sinδ	2.654	-6.78%	OK	70	G*/sinδ	3.902	0.97%	OK	70	G*/sinδ	3.629	-5.95%	OK
RTFO-2	82	G*/sinδ	2.421			76	G*/sinδ	2.474			70	G*/sinδ	3.940			70	G*/sinδ	3.413		
PAV-1	22	G*(sinδ)	3945.6	4.41%	OK	22	G*(sinδ)	4110.0	-3.40%	OK	22	G*(sinδ)	4009.6	-12.86%	OK	22	G*(sinδ)	3595.1	-3.72%	OK
PAV-2	22	G*(sinδ)	4119.6			22	G*(sinδ)	3970.4			22	G*(sinδ)	3494			22	G*(sinδ)	3461.5		
PAV-1	20	G*(sinδ)	4734.2	8.59%	OK	20	G*(sinδ)	5046.1	-2.75%	OK	20	G*(sinδ)	4880	-8.80%	OK	20	G*(sinδ)	4453.8	-2.95%	OK
PAV-2	20	G*(sinδ)	5140.9			20	G*(sinδ)	4907.2			20	G*(sinδ)	4450.6			20	G*(sinδ)	4322.6		
PAV-1	19	G*(sinδ)	5203.8	6.61%	OK	19	G*(sinδ)	5378.3	-0.52%	OK	19	G*(sinδ)	5385.7	-10.39%	OK	19	G*(sinδ)	4950.5	-3.97%	OK
PAV-2	19	G*(sinδ)	5547.6			19	G*(sinδ)	5350.1			19	G*(sinδ)	4825.9			19	G*(sinδ)	4754.1		

Tabla A.3 - Resultados de horno rotatorio de película delgada (RTFO)

CAMBIO DE MASA (RTFO)												
No. Ensayo	A0.0			A0.3			A0.5			A0.7		
	%	% Variación		%	% Variación		%	% Variación		%	% Variación	
1	-0.279	-0.21%	OK	-0.273	-0.04%	OK	-0.282	-0.55%	OK	-0.279	2.83%	OK
2	-0.278			-0.273			-0.280			-0.287		

Tabla A.4 - Resultados de reómetro de viga a flexión (BBR)

BBR																				
No. Ensayo	A0.0					A0.3					A0.5					A0.7				
	°C	Resultados		% Variación		°C	Resultados		% Variación		°C	Resultados		% Variación		°C	Resultados	% Variación		
1	-12	S	120	3.33%	OK	-12	S	129	-6.20%	OK	-12	S	119	4.20%	OK	-12	S	120	0.00%	OK
2	-12	S	124			-12	S	121			-12	S	124			-12	S	120		
1	-12	m	0.292	0.68%	OK	-12	m	0.299	-2.01%	OK	-12	m	0.302	-1.66%	OK	-12	m	0.305	-2.95%	OK
2	-12	m	0.294			-12	m	0.293			-12	m	0.297			-12	m	0.296		
1	-6	S	57.2	0.17%	OK	-6	S	59.9	-7.01%	OK	-6	S	58.4	-0.17%	OK	-6	S	57.6	-2.08%	OK
2	-6	S	57.3			-6	S	55.7			-6	S	58.3			-6	S	56.4		
1	-6	m	0.328	-0.61%	OK	-6	m	0.337	-0.89%	OK	-6	m	0.341	-0.29%	OK	-6	m	0.341	-0.88%	OK
2	-6	m	0.326			-6	m	0.334			-6	m	0.34			-6	m	0.338		